



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البليدة -
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية العلوم الهندسية
FACULTE DES SCIENCE DE L'INGENIEUR

دائرة الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التدرج
MEMOIRE DE
PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME
DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE METALLIQUE ET MIXTE

Thème

Etude d'un batiment à usage multiple (R+8) en charpente métalique

Réalisé par :

Afoun Ikram

Boucelham hiba

Promoteur :

ALLALI Sid Ahmed

Promotion: 2019/2020

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة، تم انجاز هذا المشروع الذي يهدف لدراسة مبنى ذو هيكل حديدي والمتكون من ثمانية طوابق (R+8)، هذا الأخير مخصص للاستعمال متعدد وسيتم انشاءه في ولاية الجزائر المصنفة كمنطقة زلزالية رقم 3.

تمت دراسة هذا المشروع بإتباع عدة خطوات، تم اجراء تقييم للحمولة لغرض التصميم الأولي للهيكل، الدراسة الزلزالية تمت باستخدام القوانين الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99V2003) باستعمال برنامج Robot للتحليل الديناميكي. تم التحقق من مقاومة واستقرار البناية لكلا الحمولات العمودية والافقية والتحقق من العناصر الانشائية للبناية كلها.

في الاخير تمت دراسة انماط التجميع و الربط بين مختلف العناصر الانشائية للمبن حسب القوانين المعتمدة، تمت دراسة أساسات المبنى من اجل ضمان اسقراره.

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage multiple en (R+8), situé à « Alger » classée comme une zone de forte sismicité « III » selon le règlement RPA99 version 2003.

Ce projet était étudié en suivant plusieurs étapes. En commençant par l'étude des charges et surcharges possibles, le pré-dimensionnement des éléments structuraux et les éléments secondaires, l'étude sismique selon le règlement RPA99 (version 2003) a été élaboré à l'aide du logiciel ROBOT d'analyse dynamique. La vérification des éléments de la structure est faite selon les règlements de conception en vigueur.

Finalement, l'étude termine par le calcul des différents assemblages nécessaires dans la structure et l'étude des fondations.

Summary

As a part of our graduation project, we have studied a steel structure. The structure will be built in Algiers city, which is classified as a high seismicity zone “III” according to the RPA99 version 2003. The dynamic analysis of the study was performed using 'Robot' software. The design of all structural and secondary elements has been carried out in accordance with the current regulations in our country such as RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91.

As per presenting our project which is elaborated in the first chapter in the project. The structure is classified as a medium importance building and it consists of a ground floor for multiple usage and eight floors for residential usage. The building's total length is 29,10 m with a total width of 18,45 m, the high of the building is about 31,45 m. In the same chapter, we described the structural elements of the building in general and the adopted materials of construction (including the mechanical characteristics). We ended this chapter by explaining the applied design hypotheses we took in consideration followed by a small conclusion.

The structure we studied as all construction is susceptible to climatic effects such as the winds and snows. The study of those two natural actions covers the body of the second chapter according to the regulatory technical documents (DTR). to study the wins and snows effect on the building, a rectangular shaped building is adopted and the wind effect is calculated on the two possible directions. As per the snow effect, it's calculated as a downward force on a building's roof.

The third chapter consist of the pre-design of the building's structural elements such as beams “structural beams and secondary ones” and columns, the pre-design of the building's components are made according to EC3 based on the strength conditions of the elements where a loads assessment of all floors was carried out. The pre-design is performed considering two phases, the construction phase and the final phase. In addition, the connection between floors slabs and structural elements was analyzed. The following chapter convers the secondary components which guarantee the usability of the building for residents such as the

parapet which is analyzed as a vertical cantilever slab. Staircases were also analyzed and designed.

The fifth chapter focus on the dynamic analyses of the structure where the analysis was performed using the Robot software. Results from the pre-design chapter were used to build the initial model, the model were analyzed under seismic loads and the outputs were compared to the earthquake regulation (RPA99v2003) requirements, the results showed that the initial model did not meet the regulation requirements. Therefore, new models were tested by redesigning the structural elements steel profiles and including steel bracing system such as X bracing and V bracing frames. The final model with new elements profiles and X / V Bracing systems was stable and verified all the regulation requirements in terms of the strength and stability against the horizontal and vertical loads.

The function of the steel connections is the ensure the connection or the continuity of the components in-between by ensuring the transmission and distribution of the various stresses and strains under the effect of significant static and also dynamic loads. For this project, the steel connections are designed and verified using ROBOT software with manual calculation, all steel connections of all type of elements (beams, columns and bracing systems) were calculated and redesigned until all necessary requirements were met in order to insure the stability of the structure.

The seventh chapter is the final chapter; it covers the design of the foundation, which are the infrastructure part of the building. Since the foundation are the only way to transmit the loads of the building into the ground, a well-designed foundation is crucial. For this project, a ribbed mat foundation is adopted after confirming that other options are not adequate for this building such as isolated footings and strip footings. The adopted foundation were designed according the current regulations, including foundation design, steel reinforcement calculation. All other necessary verifications were also verified and met the current regulation requirements.

Remerciements

Une thèse n'est pas une fin en soi, mais c'est un moment particulier dans la vie d'un chercheur. Au moment de franchir cette limite, on ne peut qu'à penser à tous ceux qui, de près ou de loin, auront contribué à ce grand effort car, si l'épreuve est individuelle, ses implications sont sociales, académiques, familiales, et humaines tout simplement.

Notre profonde gratitude est envers Dieu, créateur le tout puissant qui nous a toujours guidé dans la vie et qui nous a fait savoir que la science est le flambeau qui mène à la vraie connaissance de sa majesté.

Nos plus sincères remerciements vont à nos parents, tout au long de notre cursus, ils étaient la source d'encouragements et de soutien. Ils ont su donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de nos plus affectueuses grâces.

Nous tenons à remercier notre promoteur **ALLALI Sid Ahmed** enseignant à l'université de Blida pour avoir accepté de diriger nos travaux, de nous avoir laissé une large part d'autonomie dans ce travail, tout en nous aiguillant sur des pistes de réflexions riches et porteuses ; qui ont permis d'améliorer la qualité de ce mémoire.

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury qui nous ont honorés par leur présence en évaluant ce travail.

Nous adressons également nos plus sincères remerciements à tous les membres du bureau d'étude BEREP Blida.

A Tous les enseignants du Département de Génie Civil pour le dévouement avec lequel ils ont mené notre formation et qui par leurs compétences nous ont soutenus dans la poursuite de nos études.

Liste des figures

Figure I.1 : Plan de façade principal Bloc R+8.....	1
Figure I.2 : Diagramme des contraintes de déformation à ELS.....	3
Figure I.3 : Diagramme Contrainte-Déformation.....	4
Figure I.4 : Vue générale de bâtiment.....	5
Figure I.5 : Construction d'un plancher collaborant.....	6
Figure I.6 : Caractéristiques de HI-bonde 55.750.....	6
Figure I.7 : Connecteur de type Nelson (goujon à tête).....	7
Figure II.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	14
Figure II.2 : Construction verticale de bâtiment.....	15
Figure II.3 : Légende pour les parois verticales-sens V1.....	16
Figure II.4 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V1.....	17
Figure II.5 : Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V1 du vent.....	17
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales-sens V2.....	20
Figure II.7 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V1.....	20
Figure II.8 : Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V2 du vent.....	21
Figure III.1 : Présentation schématique des solives.....	29
Figure III.2 : Schéma statique de la solive de plancher terrasse.....	29
Figure III.3 : Schéma statique de solive la plus sollicité.....	30
Figure III.4 : Largeur effective de la section de béton.....	34
Figure III.5 : Position de l'axe neutre plastique.....	34
Figure III.6 Schéma statique de la solive de plancher courant.....	37
Figure III.7 : Schéma statique de solive.....	37
Figure III.8 : Largeur effective de la section de béton.....	39
Figure III.9 : Position de l'axe neutre plastique.....	39
Figure III.10 : Schéma statique de la poutre principale.....	41
Figure III.11 : Largeur effective de la section de béton.....	45
Figure III.12 : Position de l'axe neutre plastique.....	45
Figure III.13 : Schéma statique de la poutre principale.....	48
Figure III.14 : Largeur effective de la section de béton.....	50
Figure III.15 : Position de l'axe neutre plastique.....	50
Figure III.16 : Le poteau central.....	52
Figure III.17 : Représente les lois de dégression d'un bâtiment.....	53

Figure III.18: Axe de flambement.....	56
Figure IV.1 : Dimension de l'acrotère.....	66
Figure IV.2 : Sollicitations de l'acrotère.....	67
Figure IV.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU.....	68
Figure IV.4: Section de calcul de l'acrotère.....	69
Figure IV.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	72
Figure IV.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	72
Figure IV.7: Les éléments d'un escalier.....	73
Figure IV.8: Schéma statique de l'escalier.....	74
Figure IV.9: Dimension de l'escalier.....	74
Figure IV.10: Ferrailage des escaliers.....	82
Figure IV.11 : constituant d'un plancher mixte.....	85
Figure IV.12: Montage poutre/dalle.....	85
Figure IV.13 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte.....	87
Figure V.1: Modèle 1.....	99
Figure V.2: Modèle 2.....	100
Figure V.3: Modèle 3.....	101
Figure V.4: Vue en plan du modèle final.....	102
Figure V. 5 : Les trois formes de vibration l'ord du séisme.....	103
Figure VI.1 : La rigidité des poteaux.....	109
Figure VII.1: Assemblage poutre-solive.....	120
Figure VII.2 : Disposition d'assemblage poutre-solive.....	122
Figure VII.3: Assemblage poteau-poutre.....	123
Figure VII.4 : Dispositions de courdons de soudure(poutre platine).....	124
Figure VII.5 : Attache de 2UPN300.....	130
Figure VII.6 : Assemblage poteau – diagonale.....	132
Figure VII.7. Assemblage poteaux – Poteaux (HEB700- HEB700).....	136
Figure VII.8: positionnement des tiges.....	138
Figure VII.9: Disposition d'assemblage de pieds de poteau	138
Figure VIII.1: Schéma des Semelles isolée sous poteaux.....	143
Figure VIII.2: Distribution des contraintes sous le radier.....	150
Figure VIII.3: Poussée des terres sur le débord.....	155
Figure VIII.4: Schéma de ferrailage du radier.....	155
Figure VIII.5: Ferrailage des nervures dans le sens (x-x).....	159
Figure VIII.6: Ferrailage des nervures dans le sens (Y-Y).....	160

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier.....	2
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques.....	4
Tableau I.3 : Caractéristiques de HI-bonde 55.750.....	6
Tableau I.4 : Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson KB 3/4"-95.....	7
Tableau II.1 : Définition catégorie de terrain.....	12
Tableau II.2 : Valeur de la vitesse de référence du vent.....	12
Tableau II.3 : Valeurs de pression dynamique de point qp sens V1-V2.....	14
Tableau II. 4 : Coefficients dynamiques Cd.....	15
Tableau II.5 : Des surfaces et les Cpe pour les parois verticales-sens V1.....	16
Tableau II.6 : Coefficients de Pression Extérieure des Toitures Plats.....	18
Tableau II.7 : Valeurs des pressions dues au vent (V_1).....	19
Tableau II.8 : Valeurs des pressions dues au vent (V_1).....	19
Tableau II. 9 : Des surfaces parois verticales-sens V1.....	20
Tableau II.10 : Coefficients de Pression Extérieure des Toitures Plats.....	21
Tableau II.11 : Valeurs des pressions dues au vent (V_2).....	22
Tableau II.12 : Valeurs des pressions dues au vent (V_2).....	22
Tableau II.13 : Valeurs de la force exercée par le vent Fw sur (V_1).....	24
Tableau II.14 : Valeurs de la force exercée par le vent Fw sur (V_2).....	24
Tableau III.1 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau III.2 : Charge permanente d'un plancher courant.	28
Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	30
Tableau III.4 : Combinaisons des charges.....	31
Tableau III.5 : Résumé des résultats.....	31
Tableau III.6 :Résumé des résultats.....	32
Tableau III.7 : des résultats.....	32
Tableau III.8 : Combinaisons des charges.....	33
Tableau III.9 : Résumé des résultats.....	34
Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	38
Tableau III.11 : Combinaisons des charges.....	38
Tableau III.12 : des résultats.....	39
Tableau III.13 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	41
Tableau III.14 : Combinaisons des charges.....	42
Tableau III.15 : Combinaisons des charges.....	42

Tableau III.16: Résumée des résultats.....	43
Tableau III.17: Combinaisons des charges.....	44
Tableau III.18: Combinaisons des charges.....	44
Tableau III.19: Résumé des résultats.....	45
Tableau III.20 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	48
Tableau III.21: Combinaisons des charges.....	49
Tableau III.22: Combinaisons des charges.....	49
Tableau III.23: Résumé des résultats	50
Tableau III.24 : La descente des charges (les poteaux centraux).....	53
Tableau III.25: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.....	54
Tableau III.26: choix finals des poteaux.....	55
Tableau III.27: Valeurs $A\beta$ et $M1$	55
Tableau III.28 : Valeur de coefficient d'imperfection.....	56
Tableau III.29: Vérifications de flambement des poteaux de terrasse.....	56
Tableau III.30: Vérifications de flambement des poteaux de 7 ^{ème} étage jusqu'à 5 ^{ème} étage.....	57
Tableau III.31: Vérifications de flambement des poteaux de 4 ^{ème} étage.....	57
Tableau III.32 : Vérifications de flambement des poteaux de 3 ^{ème} - 1 ^{er} étage.....	57
Tableau III.33: Vérifications de flambement des poteaux de RDC.....	58
Tableau III.34: La descente des charges (les poteaux de rive).....	59
Tableau III.35: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux terrasse.....	60
Tableau III.36: choix finals des poteaux.....	60
Tableau III.37: Vérifications de flambement des poteaux de terrasse au 5 ^{ème} étage.....	61
Tableau III.38 : Vérifications de flambement des poteaux de 4 ^{ème} étage jusqu'à 1 ^{er} étage.....	61
Tableau III.39: Vérifications de flambement des poteaux de RDC.....	61
Tableau III.40 : La descente des charges (les poteaux d'angle).....	62
Tableau III.41: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux d'angle.....	63
Tableau III.42: choix finals des poteaux.....	64
Tableau III.43: Vérifications de flambement des poteaux de terrasse au 1 ^{er} étage.....	64
Tableau III.44 : Vérifications de flambement des poteaux de RDC	64
Tableau IV.1 : Résumé de résultats.....	69
Tableau IV.2: Résumé de résultats.....	76
Tableau IV.3 : Efforts internes.....	77
Tableau IV.4: Ferrailage en travée et sur appuis.....	79
Tableau IV. 5: Vérification des contraintes du béton.....	80
Tableau IV.6: Vérification de la flèche de l'escalier.....	81
Tableau IV.7: Caractéristiques du profilé IPE180.....	82
Tableau IV.8: Combinaisons des charges.....	83

Tableau IV.9: Résumé des résultats.....	83
Tableau IV.10: Combinaisons des charges.....	84
Tableau IV.11: Résumé des résultats.....	84
Tableau V. 1 : Facteurs de qualité.....	94
Tableau V.2 : le pourcentage de participation de masse.....	95
Tableau V.3 : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.....	96
Tableau V. 4 : déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.....	97
Tableau V.5: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-Y.....	98
Tableau V.6: Périodes du 1 ^{er} modèle.....	99
Tableau V.7: Périodes du 2 ^{ème} modèle.....	100
Tableau V.8: Périodes du 3 ^{ème} modèle.....	101
Tableau V.9 : Pourcentage de participation de masse.....	103
Tableau V.10 : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.....	104
Tableau V.11 : Déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.....	105
Tableau V.12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-Y.....	106
Tableau VI.1 : Vérification de flambement « Poteau HEB 650 ».....	112
Tableau VI.2 : Vérification de flambement « Poteau HEB 600 ».....	112
Tableau VIII.1: Efforts à la base de la structure sens x-x.....	145
Tableau VIII.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	151
Tableau VIII.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	151
Tableau VIII.4: Calcul des moments.....	152
Tableau VIII.5: Ferrailage du radier a L'ELU.....	153
Tableau VIII.6: Vérification à l'ELS.....	154
Tableau VIII.7: Vérification de la contrainte tangentielle du béton.....	154
Tableau VIII.8: Ferrailage du débord à L'ELU.....	155
Tableau VIII.9: Ferrailage du débord à L'ELS.....	155
Tableau VIII.10: Ferrailage des nervures dans le Sens (x-x).....	156
Tableau VIII.11: Ferrailage des nervures dans le Sens (y-y).....	157
Tableau VIII.12: Vérification des contraintes dans le Sens (x-x).....	157
Tableau VII.13: Vérification des contraintes dans le Sens (y-y)....	157

Liste des symboles

Anet : Section nette d'une pièce.
Aw : Section de l'âme.
Av : Aire de cisaillement.
bf : La largeur de la solive.
Cf : Coefficient de force.
Cr : Coefficient de rugosité.
Cp,net : Coefficient de pression nette.
Ce : Coefficient d'exposition.
Cd : Coefficient dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
Iv(z) : Intensité de la turbulence.
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.
K0 : Coefficient de flambement.
Kt : Facteur de terrain.
Mb,Rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement.
Npl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
Nb,Rd : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
Nsd : Effort normal sollicitant.
Nt,Sd : Effort normal de traction.
Npl : Effort normal plastique.
Nc,Rd : La résistance de calcul à la compression de la section transversale.
n : Le coefficient d'équivalence acier/béton.
Pk : Poids total de la structure.
qp(ze) : Pression dynamique de pointe.
R : Coefficient de comportement de la structure.
S : Charge de la neige.
Sk : Charge de la neige sur le sol.
Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
Vpl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
W : Pression aérodynamique.
W(zj) : Pression dynamique.
We : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.
Wi : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.
Wpl : Module de résistance plastique.
Wel : Module résistance élastique.
d : Diamètre d'une section circulaire.
fy : Limite d'élasticité.
fu : Résistance à la traction.
fbu : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.
d : Diamètre d'une section circulaire.
r : Rayon d'une section circulaire.
d : Diamètre d'une section circulaire.
t : Epaisseur d'une pièce.
tf : Epaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).
tw : Epaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).

Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
 x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité.
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
 γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)..
 γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section transversale de béton.
 \varnothing : Diamètre des armatures
 γ_s : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression du béton.
 $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement
 τ : Contrainte tangentielle.
 ξ : Déformation relative.
 λ : Elancement.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \overline{f} : Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée d'un élément.
 L_f : Longueur de flambement.
 d : Hauteur utile de calcul
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismique.

Sommaire

Remerciements

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2 Donnés géométrique de l'ouvrage.....	1
I.3 Règlement techniques	2
I.4 Matériaux utilisé	2
I.5 Conception architectural	5
I.6 Conception structurale	5

Chapitre II :Evaluation des charges climatiques

II.1 Effet de la neige	10
II.2 L'effet du vent	11
II.2.1 Introduction	11
II.2.2 Dimensionnement de l'ouvrage	11
II.2.3 Principes généraux	11
II.2.4 Pression dynamique de point	12
II.2.5 Le coefficient d'exposition au vent.....	12
II.2.6 Le coefficient de rugosité	13
II.2.7 Intensité de turbulence	13
II.2.8 Détermination le coefficient dynamique Cd	14
II.2.9 Détermination de coefficient de pression	15
II.2.10 Force de frottement.....	22
II.2.11 Action d'ensemble	23

Chapitre III :Pré dimensionnement des éléments résistants

III.1 Introduction	26
III.2 Étude du plancher collaborant	26
III.3 Evaluation des charges et surcharges	27
III.4 Pré dimensionnement des solives.....	29

III.5	Pré dimensionnement des poutres porteuses	40
III.6	Pré dimensionnement des poteaux	51
Chapitre IV :Etude des éléments secondaires		
IV.I	Introduction	66
IV.2	Acrotère	66
IV.2.1	Introduction	66
IV.2.2	Calcul des charges Sollicitant L'acrotère	66
IV.2.3	Principe De Calcul	67
IV.2.4	Evaluation des charges	67
IV.2.5	Calcul de force sismique	68
IV.2.6	Calcul des efforts	68
IV.2.7	Ferraillage de la Section de l'acrotère	69
IV.3	Escalier	73
IV.3.1	Introduction	73
IV.3.2	Définition des éléments d'un escalier	73
IV.3.3	Calcul des escaliers	74
IV.3.4	Evaluation des charges	76
IV.3.5	Calcul des efforts	77
IV.3.6	Calcul des armatures	78
IV.3.7	La poutre palière.....	82
IV.4	Etude de plancher mixte	84
IV.4.1	Introduction	84
IV.4.2	Description d'un plancher collaborant	84
IV.4.3	Calcul de plancher mixte.....	85
IV.4.4	Calcul des contraintes de flexion.....	87
IV.4.5	Ferraillage de la dalle du plancher.....	89
Chapitres V : Etude dynamique		
V.1	Introduction	91
V.2	Introduction au code de calcul ROBOT	91
V.3	But de l'étude dynamique	91
V.4	Modélisation de la masse	91
V.5	Méthodes de calcul	92
V.6	Calcul de la force sismique totale	92
Chapitre VI : Vérification des éléments de l'ossature		
VI.1	Introduction	108
VI.2	Vérification des poteaux.....	108
VI.3	Vérification des Poteaux (HEB).....	109

VI.4	Vérification des poutres principales (IPE).....	114
V.5	Vérification du système de contreventement	114
V.6	Vérification des poutres secondaire (IPE).....	116
Chapitre VII : Etude des assemblages		
VII.1	Introduction.....	119
VII.2	Calcul des assemblages.....	120
VII.2.1	Assemblages poutre – solive.....	120
VII.2.2	Assemblage Poteau-Poutre	123
VII.2.3	Contreventement en X	129
VII.2.4	Contreventement en V	132
VII.2.5	Assemblage poteau-poteau	134
VII.2.6	Calcul des pieds de poteau encastre.....	137
Chapitre VIII: Etude des fondations		
VIII .1	Introduction	143
VIII .2	Classification des fondations	143
VIII .3	Semelles isolée	143
VIII .4	Semelles filantes	144
VIII .5	Radier général.....	145
Conclusion générale		
Références bibliographiques		

Introduction Générale

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+8) en charpente métallique, à usage multiple (locaux + habitation) située à Alger, zone de forte sismicité « Zone III ». Cette étude nous a été proposée par le bureau d'études Technique et Architecture BEREP, spécialisé dans le domaine de la construction.

En appliquant les règlements techniques en vigueur « DTR », à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements de la conception et calcul des structures en charpente métallique CM97. L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

- La première étape consiste en la présentation du projet couvrant les caractéristiques géométriques du bâtiment ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

- La deuxième étape consiste en l'évaluation des toutes charges et surcharges possibles, afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux en considérant ces dernières.

- La troisième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment qui sera réalisée par la modélisation et l'analyse dynamique de la structure à l'aide du logiciel ROBOT. A partir des résultats des efforts obtenus, nous allons vérifier l'ossature en charpente métallique vis-à-vis les phénomènes d'instabilité tel que le flambement et déversement tout en respectant les règlements techniques en vigueur.

- La quatrième étape traite les différents assemblages des éléments structuraux de la structure et le calcul des ferrailages de tous les éléments résistants en béton armé. Enfin, nous entamerons l'étude de l'infrastructure conformément au rapport de sol.

- Le projet est finalement conclu par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner et étudier un bâtiment « R+8 » à usages multiple (locaux + habitation), dont la structure est en charpente métallique. Le bâtiment est implanté à la wilaya d'Alger qui est classé comme zone de forte sismicité « *Zone III* » selon RPA 99/V2003. Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant on importance moyenne « *groupe 2* ». Le bâtiment est composé de :

- RDC à usage multiple.
- Etages courants à usages habitation.

I.2 Données géométrique de l'ouvrage :

A. Dimensions en plan :

- Longueur totale29.10 m
- Largeur totale.....18.45 m

B. Dimension en élévation :

- Hauteur totale.....31.45 m
- Hauteur de RDC3.74 m
- Hauteur des étages courants.....3.40 m



Figure I.1 : Plan de façade principal Bloc R+8.

I.3 Règlement techniques :

Les règlements techniques utiliser dans cette étude est :

- **EC3** : Calcule des structures en Acier.
- **EC4** : Calcule des structures Mixte « Acier-Béton ».
- **RPA99/V2003** : Règlement parasismique algérien.
- **RNVA2013** : Règlement neige et vent algérien.
- **BAEL** : Béton armé aux états limites.
- **DTR C2.2** : Charges et surcharges.
- **CCM97** : Conception est calcul des structures en acier.

I.4 Matériaux utilisé :

I.4.1 Acier de construction pour les éléments de structures :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :
Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81000$ MPa

I.4.2 Acier pour le ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
- Contrainte limites d'élasticité : $f_e = 500$ MPa

I.4.3 Béton :

- Le béton utilisé est dosé à 350kg/ m3.
- Béton de propreté est dosé à 150 kg/m3.

I.4.4 Résistance de béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de Compression par la relation : $f_t 28 = 0,6+0.06 f_c 28$

I.4.5 Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée Par :

$$Fbu = \frac{0.85 \times fcj}{\gamma b}$$

Avec : $\gamma b = 1,5$ action durable

$\gamma b = 1,15$ action accidentelle

I.4.6 Etat limites de service :

La contrainte limites de service est donner par : $\sigma=0,6 f_c 28$

Coefficient de poisson Selon BAEL, les valeurs sont :

- $\nu = 0$ à ELU
- $\nu = 0,2$ à ELS

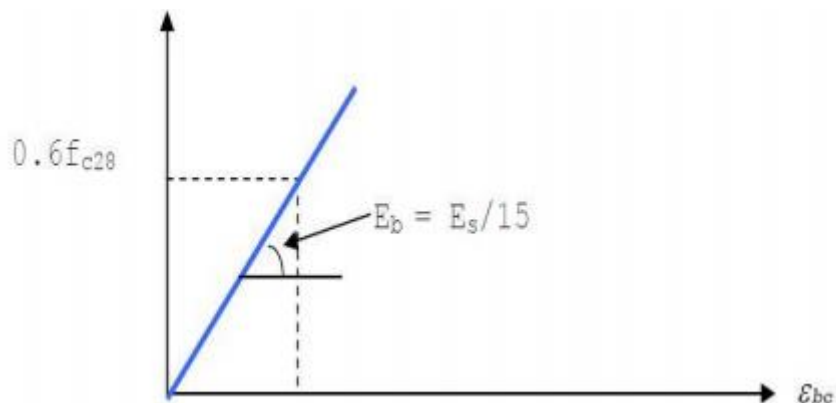


Figure I.2 : Diagramme des contraintes de déformation à ELS

I.4.7 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques

Nuance		F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe 500	500

I.4.8 Contraintes limites :

A. Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400$ Mpa
- En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348$ Mpa

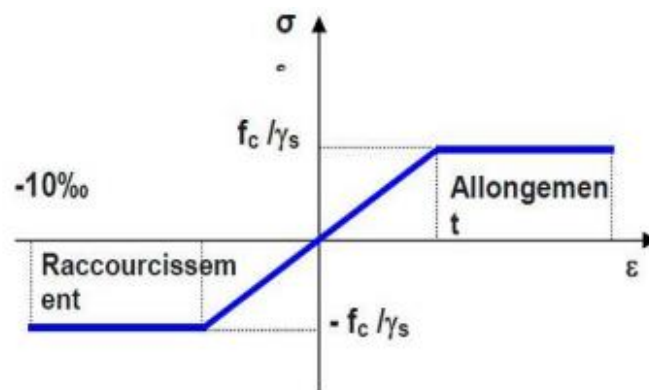


Figure I.3 : Diagramme Contrainte-Déformation

B. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_{st} = \min (2/3f_c, 110 \sqrt{\eta f t j})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_c \sqrt{90 \eta f t j})$.

Avec :

- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ Pour l'acier rond lisse.
- $\eta = 1,6$ Pour l'acier HA.

I.5 Conception architectural :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire avec des parties saillantes, constitué d'un RDC+8étages. Le RDC contient des locaux avec 2 appartements et es autres étages sont tous des appartements d'habitation avec une terrasse accessible et cette terrasse sécurisée par un garde-corps.

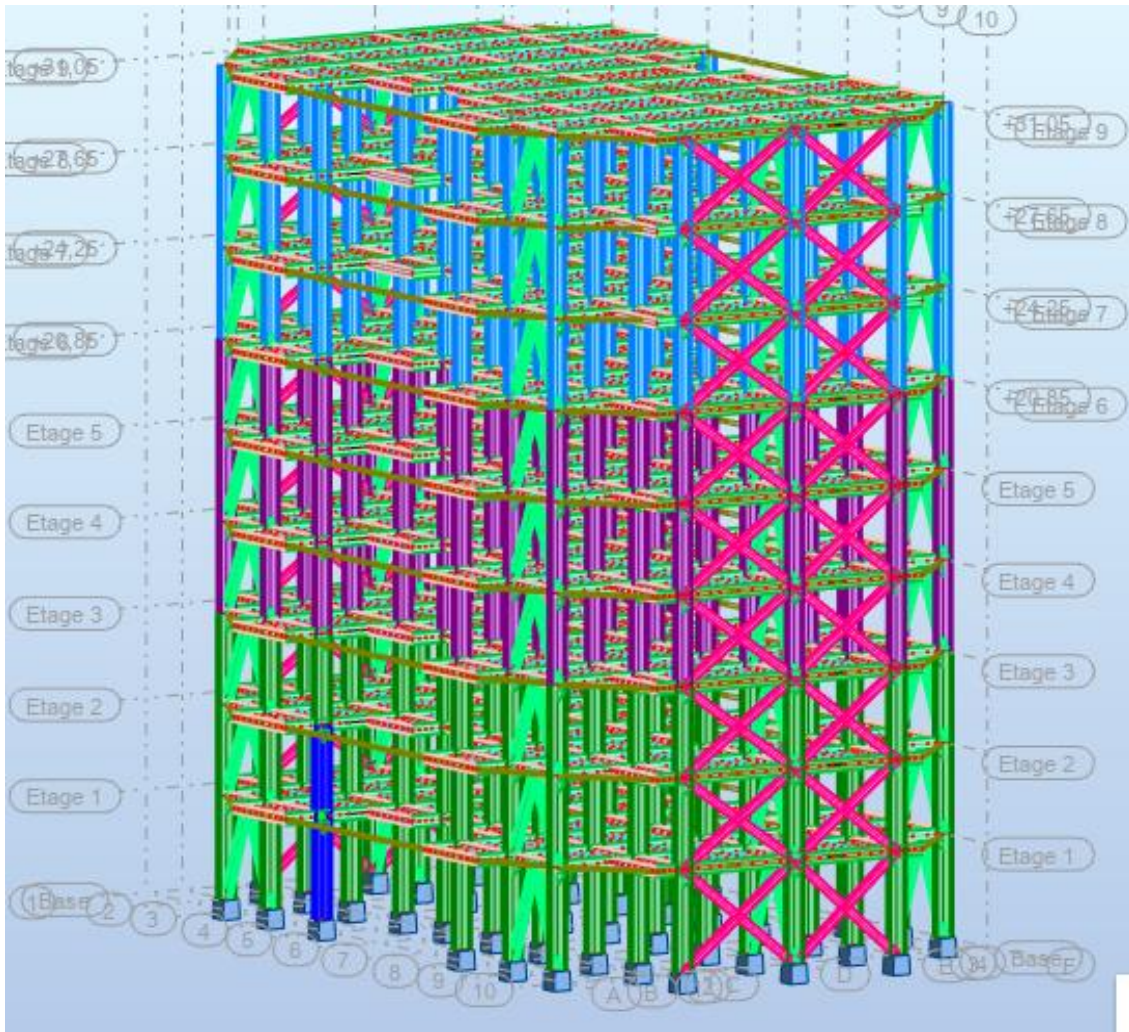


Figure I.4 :Vue générale de bâtiment

I.6 Conception structurale :

I.6.1 Structure horizontale :

On désigner les plancher courant et les plancher terrasse. Dont notre étude on choisit des plancher mixte (Dalle collaborant) pour les plancher courant et terrasse.

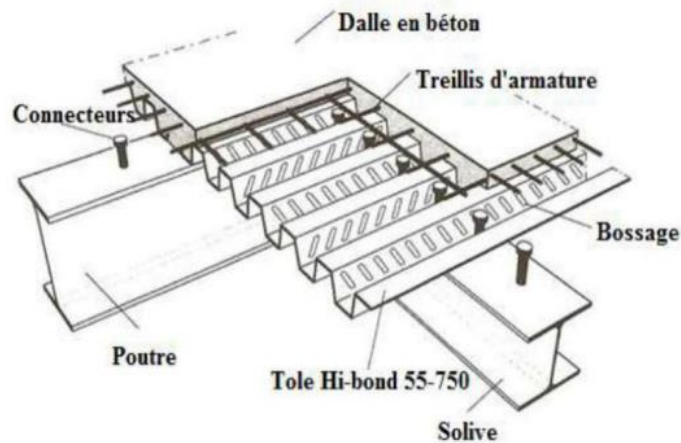


Figure I.5 : Construction d'un plancher collaborant

La composition des dalles collaborant est :

Le bac d'acier ce type Hi-bond 55-750 dont les caractéristiques sont dessous :

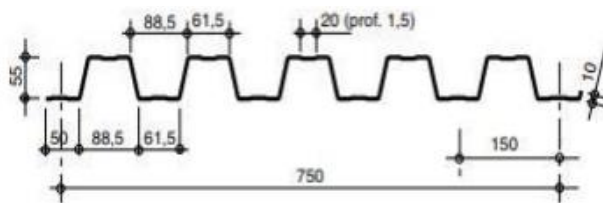


Figure I.6 : Caractéristiques de HI-bonde 55.750

Tableau I.3: Caractéristiques de HI-bonde 55.750

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure bar bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (dan/m ²)
55	5	150	750	1	15

- **Les connecteurs de type Nelson « goujon à tête » :**

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprises au tableau ci-dessous.

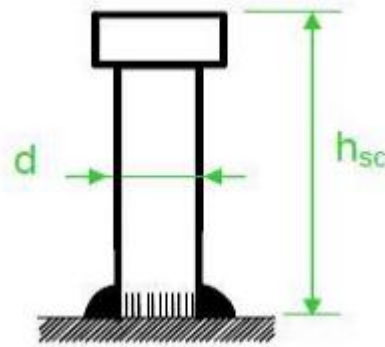


Figure I.7 : Connecteur de type Nelson (goujon à tête)

Tableau I.4: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson KB 3/4"-95

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 3/4" -95	95	19	350	450

- Épaisseur de la dalle béton armé compris entre 12 et 15 cm.

I.6.2 Structure verticale :

A. Système de stabilité :

La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique.

B. Escaliers :

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les autres niveaux, elles sont constituées de garde-corps et d'un palier intermédiaire.

C. Les Assemblages :

Les assemblages a pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres. Dont notre étude on utilise deux types d'assemblage.

- Les assemblages boulonnés par des boulons de hautes résistances (HR).
- L'assemblage par soudure dont les caractéristiques mécaniques est au moins équivalent à celle de nuance d'acier.

D. Les fondations :

Les fondations reprenant les charges et surcharges supporter par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrages. Le choix de types de fondation se fait selon le rapport de bon sol et les charges supportées par la structure.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté notre projet de fin d'étude, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de notre construction, Ensuite nous avons défini les éléments structurant un bâtiment en général et nous avons déterminé les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la charpente métallique, A la fin nous avons expliqué les hypothèses que nous avons prises en considération pour la suite de notre étude.

Chapitre II :

Evaluation des charges climatiques

II.1 Effet de la neige :

II.1.1 Introduction :

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement « RNV2013 » s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.1.2 Calcul des charges de la neige « S » :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante :

$$-S = \mu \times S_k$$

- S_k (kN/m²) est la charge de neige sur le sol.

- μ : est un coefficient d'ajustement de charge, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment se situe à la commune de wilaya d'Alger, zone 'III'.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

- H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer $H = 100$ m.

$$S_k = 1,04 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu = 0,8 \text{ (Toiture plate)}$$

$$S = \mu \times S_k = 0,8 \times 1,04 = 0,832 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mathbf{S = 0,832 \text{ KN/m}^2.}$$

II.2 L'effet du vent :

II.2.1 Introduction :

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements. Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent « 2013 » Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élançement de notre bâtiment, une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

II.2.2 Dimensionnement de l'ouvrage :

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

Hauteur..... $H = 31.45\text{m}$.

Largeur $B = 18.45\text{ m}$.

Longueur..... $L = 29.10\text{ m}$.

•Principes du DTR RNV (version 2013)

- Le règlement impose d'étudier le vent de toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

II.2.3 Principes généraux :

II.2.3.A Modélisation de l'action du vent :

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions fixes variables.
- L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de pression ou de force.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces extérieures et intérieures.
- L'action du vent peut aussi être tangentielle (forces de frottement).

II.2.3.B Donnés relative au site :

•Catégorie du terrain

Tableau II.1 : Définition catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	$Z_{0(m)}$	$Z_{min(m)}$	ε
IV Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	0,234	1	10	0.67

Zone du vent :

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya d'Alger. Donc, on est dans la zone I du vent, d'où : Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la vitesse de référence :

Tableau II. 2 : Valeur de la vitesse de référence du vent.

Zone	$q_{réf} (N/m^2)$	$V_{réf}(m/s)$
I	375	25

II.2.4 Pression dynamique de point :

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e)$$

II.2.5 Le coefficient d'exposition au vent:

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol

Avec :
$$C_e(z) = C_t^2 \times C_r^2 \times (1 + 7 I_v(z))$$

- C_t coefficient de topographie.

- C_r coefficient de rugosité.

- Z (m).....hauteur considérée.

- $I_v(z)$ L'intensité de la turbulence.

II.2.6 Le coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r = kt \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r = kt \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{pour : } Z < Z_{\min}$$

- K_tfacteur de terrain

- Z_0 (m).....paramètre de rugosité

- Z_{\min} (m).....hauteur minimal.

II.2.7 Intensité de turbulence :

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_r(Z) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \quad \text{pour : } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_r(Z) \times \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)} \quad \text{pour : } Z \leq Z_{\min}$$

Calcul de la pression dynamique de point q_p :

$$\text{Direction de vent (V1-V2)} \begin{cases} H = 31.45m \\ B = 29.10m \end{cases} \quad \text{Cas } b < h \leq 2b$$

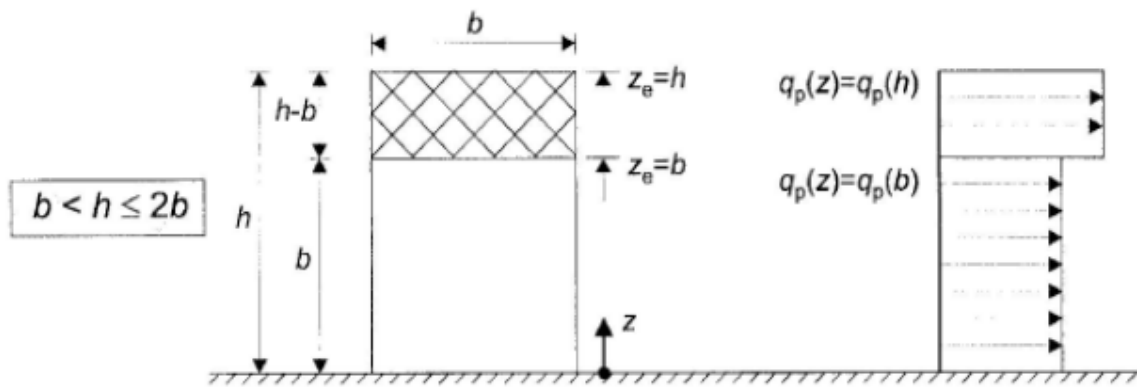


Figure II.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Remarque : on regroupe les calculs pour chaque étage, on a le même q .

Tableau II.3 : Valeurs de pression dynamique de point q_p sens V1-V2.

Hauteur	$Z=Z_e$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_p(z_e) \text{N/m}^2$
0 à 18.45	18.45	0.682	1	0.343	1.581	592.875
18.45 à 31.45	31.45	0.806	1	0.290	1.968	738

II.2.8 Détermination le coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Notre projet est une étude d'un bâtiment (construction verticale) :

Avec : $Z_{\text{éq}} = 0,6 \times 31,45 = 18,87$ $Z_{\text{éq}} \geq Z_{\text{min}}$

Dont notre cas Cd peut être déterminé par

L'expression suivant :

$$Cd = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(z_{\text{éq}}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times Iv(z_{\text{éq}})}$$

z (m) : la hauteur équivalent de la construction.

Iv (z_{éq}) : l'intensité de la turbulence pour Z = éqz .

Q² : la partie quasi statique. R² : la partie résonnante.

g : est la facture de pointe.

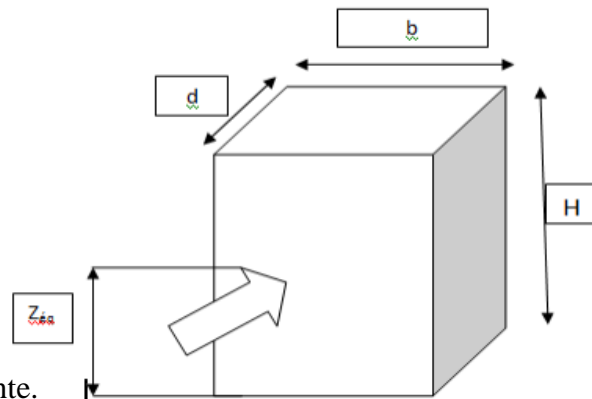


Figure II.2: Construction verticale de bâtiment

Tableau II.4: Coefficients dynamiques Cd.

Les directions du vent	Coefficients dynamiques Cd	Hauteur
V1	0,945	H= 31.45m b=29.10 m
V2	0,98	H= 31.45 m b=18.5 m

II.2.9 Détermination de coefficient de pression :

II.2.9.A Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe :

Dans notre projet on a une construction à base rectangulaires. Les coefficients de pressions extérieures Cpe de cette construction dépendent de la dimension de la surface chargé. Ils sont définis pour des surface chargées de 1m² et 10m², auxquelles correspondent les coefficients de pressions notés respectivement Cpe,1 et Cpe10.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

-Cpe = Cpe.1 si S ≤ 1 m².

-Cpe = Cpe.1+ (Cpe,10+ Cpe.1) x log₁₀(S) si 1 m² < S < 10 m².

-Cpe = Cpe.10 si S ≥ 10 m².

▪ Notre cas : S ≥ 10 m² Alors Cpe= Cpe.10

• La direction du vent V1 :

Sur la façade latérale :

• Pour la paroi verticale

▪ $b = 29.10 \text{ m}$; $d = 18.45 \text{ m}$; $h = 31.45 \text{ m}$ $e = \min (b ; 2h) = \min (29.10 ; 2 \times 31.45)$.

▪ $d < e$, alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivants :

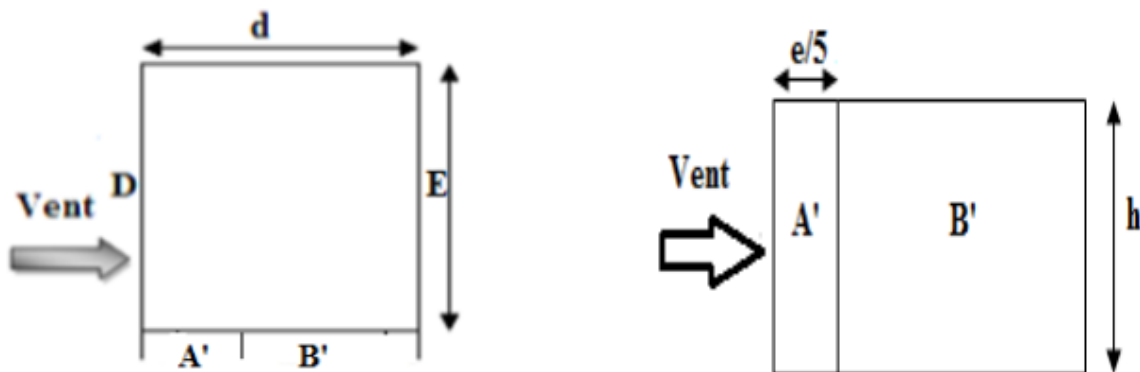


Figure II.3 : Légende pour les parois verticales-sens V1.

Les surfaces et les Cpe de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : Des surfaces et les Cpe pour les parois verticales-sens V1.

Zone (m ²)	A'	B'	D	E
S (m ²)	183.039	732.156	915.195	915.195
Cpe ,10	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Remarque : Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10 \text{ m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

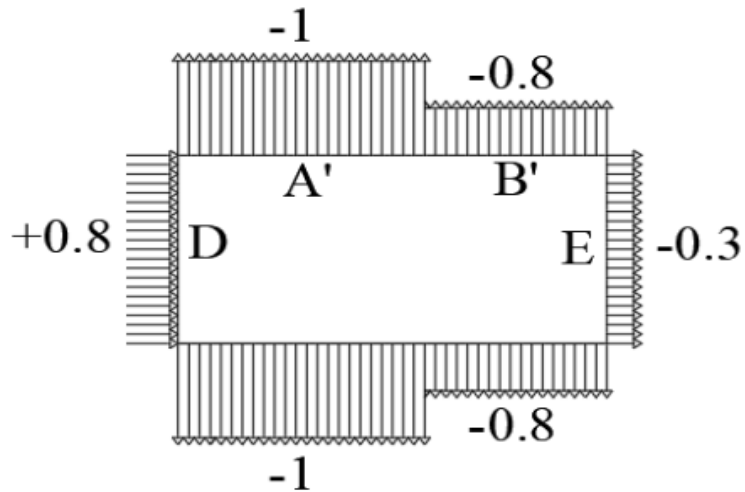


Figure II.4 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V1.

• **Terrasse avec acrotère :**

On se réfère au paragraphe 5.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV2013), à la **figure 5.2** pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

- Les zones de pression sont portées sur la figure 5 :

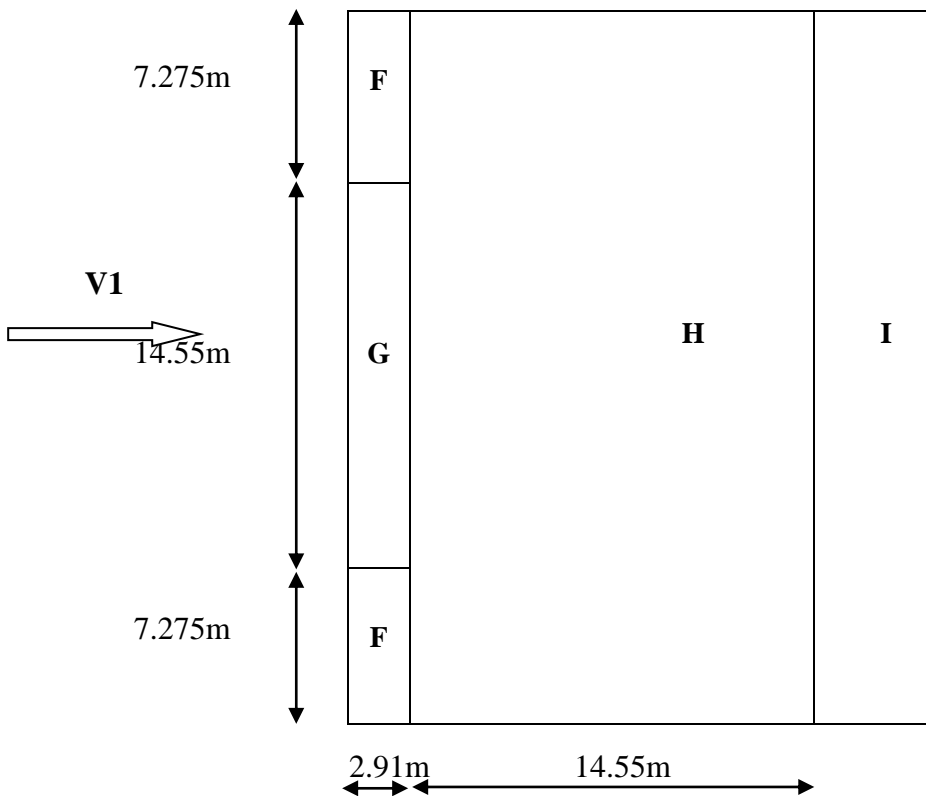


Figure II.5: Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V1 du vent.

- Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau II.6 : Coefficients de Pression Extérieure des Toitures Plats.

Zone	F	G	H	I	
C _{pe10}	-1.6	-1.1	-0.7	+0,2	-0,2

II.2.9.B Détermination des coefficients de pressions intérieure (C_{pi}) :

1^{ère} condition :

Dans les deux faces du bâtiment, la condition qui précise que l'aire totale des ouvertures existant représente 30% d'aire totale des murs (toiture isolée) n'est pas vérifiée.

$$\text{Aire face bâtiment ouverture} = 94.08m^2$$

$$\text{Aire total bâtiment} = 922.761m^2$$

Condition Non Vérifiée

$$188,16 \times 100 / 2600 = 20\% < 30\%$$

2^{ème} condition :

$$\text{face 1} = 94.08m^2 ; \text{face 2} = 94.08,4m^2$$

$$1^{ère} \text{ sens } 94.08m^2 < 345,6m^2$$

Condition Non Vérifiée

$$2^{ème} \text{ sens } 94.08m^2 < 217,6$$

On se report donc au (§5.2.2.2) pour la détermination de C_{pi}.

$$\mu = \frac{\Sigma \text{ des surface des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces totale ouvertures}}$$

donc $\mu = 1 \Rightarrow$ d'après le coefficient C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ et par interpolation.

$$\text{pour } \mu = 1 \text{ et } h/d = 1.7 \quad C_{pi} = - 0.5$$

(h) c'est la hauteur du bâtiment ; (d) est sa profondeur

•Calcul de La pression aérodynamique sens (V 1) :

$$W(z_j) = q(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ N/m}^2 \text{ (Formule 2.5.2 RNV99)}$$

•Valeurs des pressions dues au vent (V 1) :

De 0 à 18.45m

Tableau II.7 : Valeurs des pressions dues au vent (V₁)

Z(m)	A'	B'	D	E
q p (ze) [N/m ²]	592.875	592.875	592.875	592.875
C _{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3
C _{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
W(ze)[N/m ²]	-296.43	-177.86	770.70	118.575

De 18.45 à 31.45m

Tableau II.8 : Valeurs des pressions dues au vent (V₁)

Z(m)	A'	B'	D	E
q p (ze) [N/m ²]	738	738	738	738
C _{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3
C _{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4
W(ze)[N/m ²]	-369	-221.4	-221.4	73.8

La direction du vent V2 :

Sur la façade latérale :

• Pour la paroi verticale :

▪ $b = 18.45 \text{ m}$; $d = 29.10 \text{ m}$; $h = 31.45 \text{ m}$ $e = \min(b ; 2h) = \min(18.45 ; 2 \times 31.45)$.

▪ $e > d$, alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

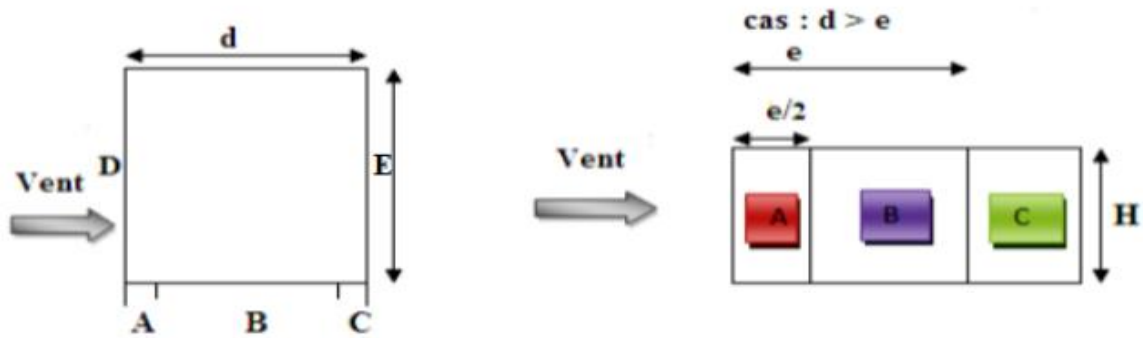


Figure II.6 : Légende pour les parois verticales-sens V2.

Remarque : Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les surfaces de chaque zone sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.9 : Des surfaces parois verticales-sens V1.

Zone (m ²)	A	B	C	D	E
S (m ²)	116.050	464.20	334.94	581.825	581.825
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Remarque : Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

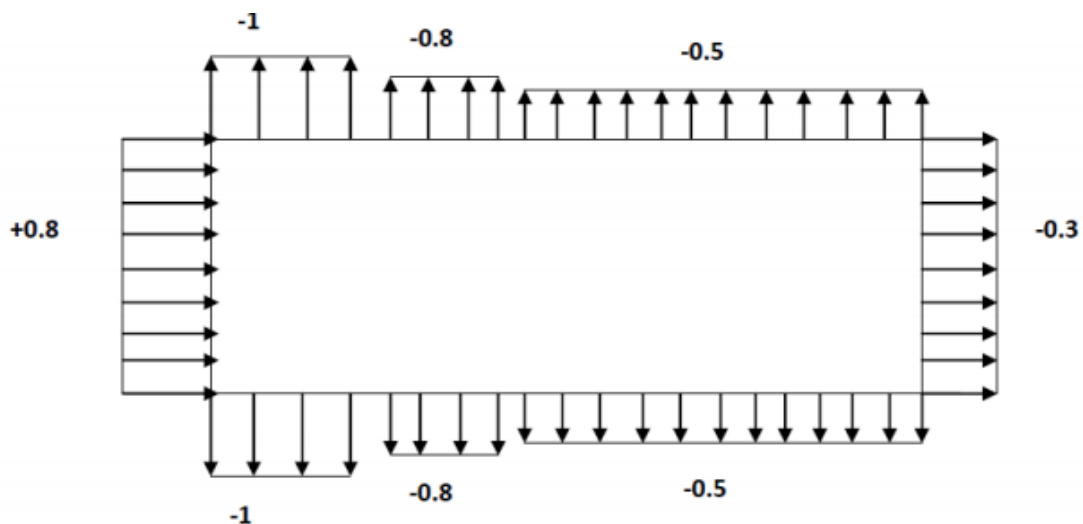


Figure II.7 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V1.

•**Terrasse avec acrotère :**

On se réfère au paragraphe 5.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV2013), à la figure 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10} .

- Les zones de pression sont portées sur la figure 9 :

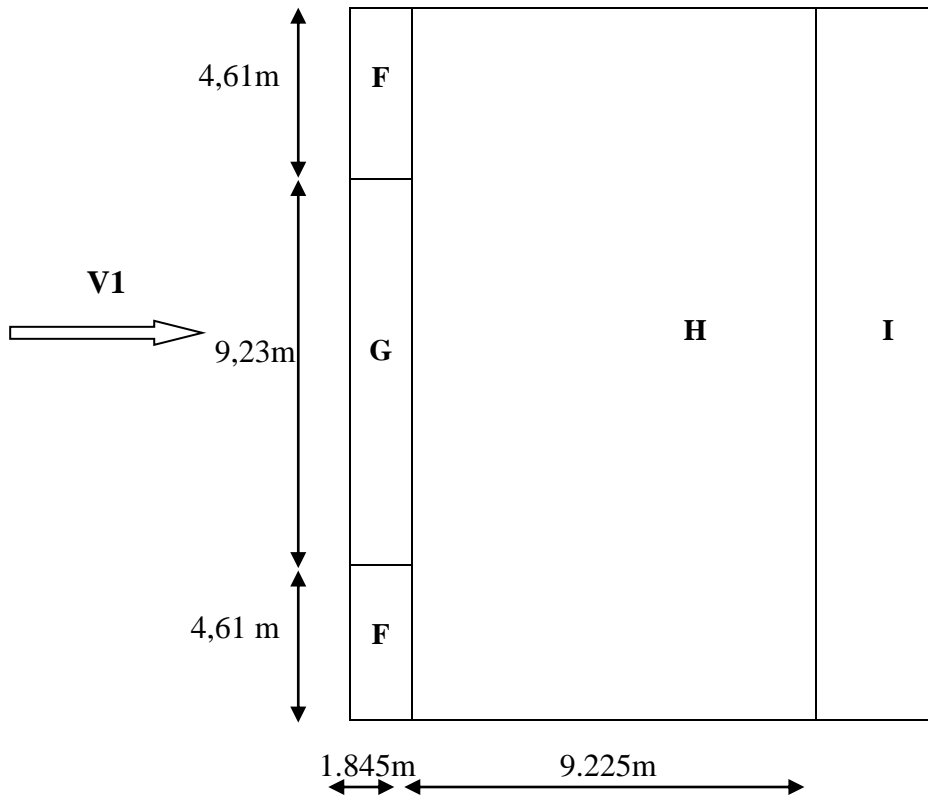


Figure II.8: Zone de C_{pe} pour la toiture-direction V2 du vent.

- Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau II.10 : Coefficients de Pression Extérieure des Toitures Plats.

Zone	F	G	H	I	
C_{pe10}	-1.6	-1.1	-0.7	+0,2	-0,2

•Détermination des coefficients de pressions intérieure (C_{pi}) :

donc $\mu = 0.56 \Rightarrow$ d'après le coefficient C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ et par interpolation.

pour $\mu = 0.56$ et $h/d = 1.7 \quad C_{pi} = 0.01$

(h) c'est la hauteur du bâtiment ; (d) est sa profondeur

•Calcul de La pression aérodynamique sens (V₂) :

De 0 à 18.45m

Tableau II.11 : Valeurs des pressions dues au vent (V₂).

Z(m)	A	B	C	D	E
q p (ze) [N/m ²]	592.875	592.875	592.875	592.875	592.875
C _{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C _{pi}	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
W(ze)[N/m ²]	-598.80	-480.22	-302.36	468.37	171.19

De 18.45 à 31.45m

Tableau II.12 : Valeurs des pressions dues au vent (V₂).

Z(m)	A	B	C	D	E
q p (ze) [N/m ²]	738	738	738	738	738
C _{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
C _{pi}	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
W(ze)[N/m ²]	-745.38	-597.78	-576.38	583.02	-228.78

II.2.10 Force de frottement :

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNV99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit :

Le rapport $d/b \geq 3$

Le rapport $d/h \geq 3$

Avec :

b est la dimension perpendiculaire au vent.

d est la dimension parallèle au vent.

h est la hauteur du bâtiment.

Pour cette direction du vent(V1) : b = 29.10 m ; d = 18.45m ; h = 31.45 m

$$\frac{18.45}{29.10} = 0.63 < 3$$

$$\frac{18.45}{31.45} = 0.58 < 3$$

Pour cette direction du vent(V2) : b = 18.45 m ; d = 29.10m ; h = 31.45 m

$$\frac{29.10}{18.45} = 1.57 < 3$$

$$\frac{29.10}{31.45} = 0.92 < 3$$

A partir de ses conditions , on peut négliger la force de frottement .

II.2.11 Action d'ensemble :

II.2.11.1 Calcul des Fw à l'aide des coefficients de forces :

La force exercée par le vent Fw agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \text{ [N]} \quad (\text{\S}2.6.1. RNV2013) \text{ [2]}$$

Cd : Coefficient dynamique

Cf : Coefficient de force

Aref : Surface élémentaire

II.2.11.2 Calcul du coefficient de forme :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi \lambda \quad (\text{\S}4.1. RNV2013) \text{ [2]}$$

Cf.0 : Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

$\psi \lambda$: Facteur d'élancement donné par (**Figure 4.1 RNV 2013**) [2] en fonction de l'élancement effectif λ_e

II.2.11.3 Calcul de la surface élémentaire Aref :

$$A_{ref} = l \times h \text{ (Rectangle)}$$

Direction V1 :

$$C_{f,0} = 2,2 \quad (\text{Figure 4.4 \S}4.2. RNV2013) \text{ [2]}$$

$$\lambda_e = \text{Max} (l/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 \S}4.1.2 RNV2013) \text{ [2]}$$

$$\lambda_e = \text{Max} (18.45/29.10; 70) = 70$$

$\psi\lambda$: Pour $\varphi = 1$ et $\lambda_e = 70$ (§4.1.1RNV2013) [2]

$\psi\lambda = 0,932$ (Figure 4.1 §4.1.1RNV2013) [2]

$$C_f = 2,2 \times 0,932 = 2,05$$

Tableau II.13: Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V1).

Tronçon	H	L	C_d	C_f	q_p	A_{fr}	F_w (daN/m)
0à18.45	18.45	18.45	0,945	2,05	592.875	580.25	6664.44
18.45à31.45	13	48.45	0,945	2,05	738	408.85	5845.28

Direction V2 :

$C_{f,0} = 2$ (Figure 4.4 §4.2.RNV2013) [2]

$\lambda_e = \text{Max}(l/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2RNV2013) [2]

$$\lambda_e = \text{Max}(18.45/18.45; 70) = 70$$

$\psi\lambda$: Pour $\varphi = 1$ et $\lambda_e = 70$ (§4.1.1RNV2013) [2]

$\psi\lambda = 0,932$ (Figure 4.1 §4.1.1RNV2013) [2]

$$C_f = 2 \times 0,932 = 1.864$$

Tableau II.14: Valeurs de la force exercée par le vent F_w sur (V2).

Tronçon	H	L	C_d	C_f	q_p	A_{fr}	F_w (daN/m)
0à18.45	18.45	18.45	0,98	1.864	592.875	580.25	62884.20
18.45à31.45	13	48.45	0,98	1.864	738	408.85	5511.78

II.3 Conclusion

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

Chapitre III :

Pré dimensionnement des éléments
résistants

III.1 Introduction :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative de dimension des éléments résistants de notre structure, qui sont : les solives et les éléments porteurs sont les poutres et les poteaux. Le pré dimensionnement des éléments sont fait selon le CM et EC3, en se basant sur les conditions suivantes :

- **Condition de flèche.**
- **La vérification faite selon la condition de résistance.**

III.2 Étude du plancher collaborant :

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place. L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée. En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression. On fait le calcul du plancher collaborant plancher en charpente sans interaction du béton, l'acier travaille seul.

-Plancher collaborant (plancher mixte) :

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).

- Surcharge d'exploitation.

- Finition.

- **Largeur de la dalle collaborant (Largeur effective) :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_o}{8} \\ b \end{array} \right. l_o : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuie}$$

b : Entraxe entre les poutres

- **Classification des sections transversales selon le CCM97 :**

Utilisation de CCM97 a proposé la nuance minimale ($F_y = 275 \text{ N/mm}^2$)

- **Coefficient partiel de sécurité :**

Le coefficient partiel de sécurité γ_m pour les matériaux doit être pris, égal aux valeurs suivantes :

-Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{m0} = 1$

- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{m1} = 1,1$.

- Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{m2} = 1,25$.

-Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{m1} = 1,1$.

- **Sollicitation de calcul :**

-Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

III.3 Evaluation des charges et surcharges :

A. **Plancher terrasse inaccessible :**

A **Charges permanente G :**

Les charges permanentes sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.

Type	Charges permanents
Protection gravier roulée (5 cm)	$00.05 \times 17 = .85 \text{ kN /m}^2$
Etanchéié multicouce (5cm)	$0.05 \times 6 = 0.12 \text{ kN /m}^2$
Béton de pente (10 cm)	$0,1 \times 22 = 2.2 \text{ kN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \times 4 = 0.16 \text{ kN /m}^2$
Poids de la dalle ep (15cm)	$0,15 \times 25 = 3.75 \text{ kN /m}^2$
Cofraplus 55	0.15 kN /m^2
Faux plafond	0.10 kN /m^2
	$\Sigma G = 7.33 \text{ Kn/m}^2$

A Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

B Plancher courant :

B.1 Charges permanente G :

Les charges permanentes sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2 : Charge permanente d'un plancher courant.

Type	Charges permanents
Cloison de répartition ep= 10 cm	0.9 kN /m^2
Revêtement en carrelage (2 cm)	0.40 kN /m^2
Mortier de pose (2 cm)	0.40 kN /m^2
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \times 4 = 0.16 \text{ kN /m}^2$
Poids de la dalle ep (15cm)	$0,15 \times 25 = 3.75 \text{ kN /m}^2$
Cofraplus 55	0.15 kN /m^2
Faux plafond	0.10 kN /m^2
	$\Sigma G = 5.86 \text{ Kn/m}^2$

B.2 Charges d'exploitation Q :

RDC : $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ (usage commercial).

Plancher courant : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (usage d'habitation)

III.4 Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont généralement des profilés en IPE ou IPN dont leur espacement est compris entre 1,5m et 4m selon le type du bac d'acier utilisé. On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

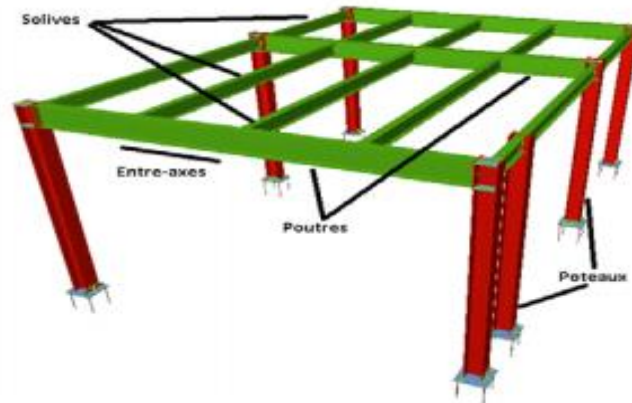


Figure III.1 : Présentation schématique des solives.

A Solive de plancher terrasse inaccessible :

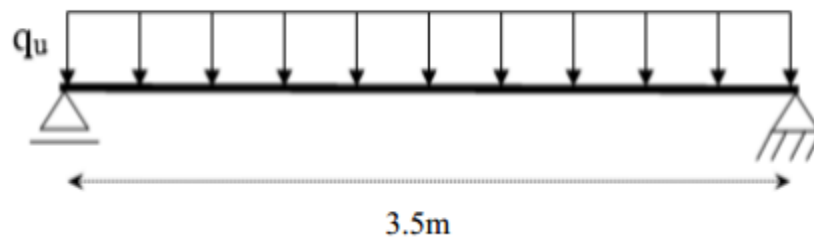


Figure III.2 : Schéma statique de la solive de plancher terrasse.

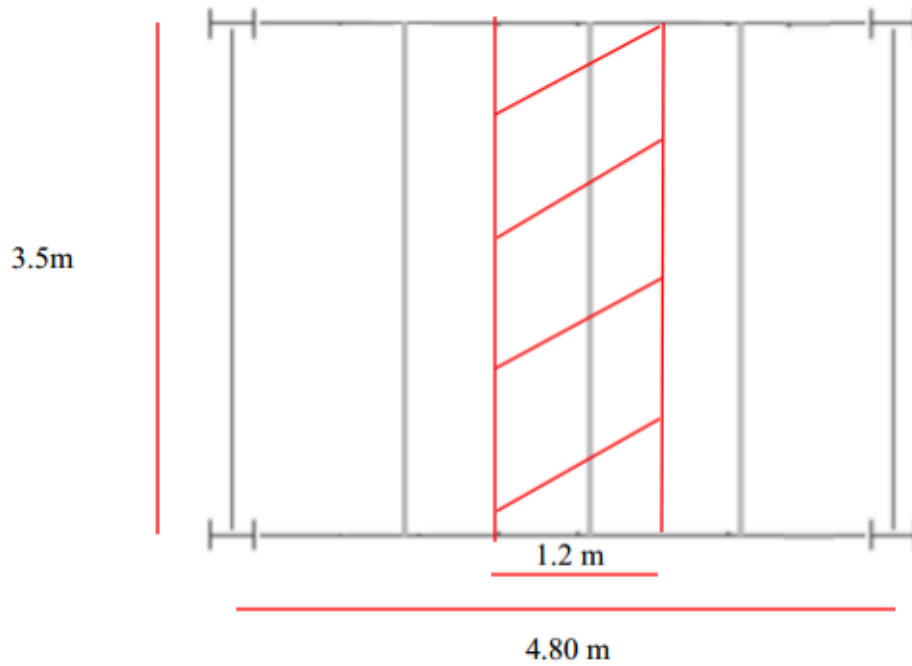


Figure III.3 : Schéma statique de solive la plus sollicitée.

- **Pré dimensionnement :** (Réf06) $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

L : La portée de la solive

$$\frac{3500}{25} \leq h \leq \frac{3500}{15} \quad \text{donc : } 140 \leq h \leq 233.33$$

On prendre IPE 140 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE140

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	iy cm	iz cm
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	1.65	5.74	7.64

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.....gp =0,129KN/m.

- Poids propre du béton fraisGb = 3 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 0,75 KN/m²
- Bac d'acier (HB 55)Gbac= 0,15 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1.2 m.

- **Combinaisons des charges :**

Tableau III.4: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	6.627
E.L.S	5.034

- **Vérification de la solive IPE140 :(EC3)**
- **Vérification de la résistance à la flexion : (5-4-5-1, EC3)**

Le profilé IPE140 est de classe I donc le moment fléchissant doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} \leq M_{plrd} \leq \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m_o}}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :(5-4-6 , EC3)**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_o} \sqrt{3}}$$

- **Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd}$$

Tableau III.5: Résumé des résultats.

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	$\frac{Msd}{Mplrd}$	0.5Vplrd	vérification
résultats	10.14	20.75	11.59	103.65	48.86%	60.65	vérifiée

On constate qu'il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification du déversement :**

Les règlements préconisent la vérification du déversement lors de la phase de la construction d'après l'article « 6.4.3 » on doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{lt} \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} \beta_w$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

$$\Phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\bar{\lambda}_{lt}}{93.91\varepsilon} \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{KL/iz}{\sqrt{c_1 \left[\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/iz}{h/t_f} \right]^2 \right]}} \cdot 0.25$$

Ou :

$\beta_w = 1$ (Section de classe I) , $\alpha_{lt} = 0,21$ (Profilé laminé)

$C_1 = 1,132$ Et la longueur de déversement $L = 3.8\text{m}$

K = 1 (bi-appuyé) . KW = 1 (aucun dispositif n'est mis pour empêcher le gauchissement).

Tableau III.6: Résumé des résultats.

Calcul de	Mbrd(KN. m)	χ_{lt}	Φ_{lt}	$\bar{\lambda}_{lt}$	λ_{lt}	Mbrd < Msd
Résultats	4.85	0.22	2.463	1.89	125	vérifier

Après un premier calcul de déversement nous avons constaté qu'on doit tenir compte d'un étaieement placé a la mi-travée de la solive lors de bétonnage de la dalle.

La longueur de déversement = 1.75m

Tableau III.7: des résultats.

Calcul de	Mbrd(KN. m)	χ_{lt}	Φ_{lt}	$\bar{\lambda}_{lt}$	λ_{lt}	Mbrd < Msd
résultats	15.76	0.714	1.03	0.925	80.37	vérifiée

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifier que : $f^{\max} \leq \bar{f}$

$$f^{\max} = \frac{5qs \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times 5.034 \times 1750^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4} = 0.54 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1750}{250} = 7 \text{ mm}$

$$f^{\max} = 0.54 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm}$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé.....gp = 0,129KN/m.

- Charge permanente de plancher terrasse.....Gtr=7.33KN/m².

- Surcharge d'exploitationQ = 1KN/m².

- Surcharge de la neigeSn=0,832 KN/m².

L'entraxe entre les solives est de 1.2 m.

- **Combinaisons des charges :**

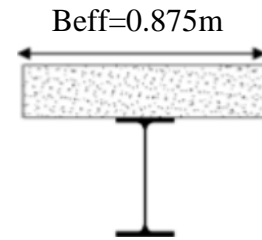
Tableau III.8: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	15.34
E.L.S	11.12

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 3.5}{8} \\ b = 1.2m \end{array} \right. = 0.875m$$

$$b_{eff} = 0.875m$$



•Position de l'axe neutre plastique :

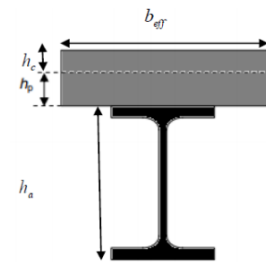
$$R_{béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

Figure III.4: Largeur effective de la section de béton

$$F_{ck} = 25MPa \text{ (béton de classe 25/30) }, B_{eff} = 0.875, h_c = 95mm$$

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 95 \times 850 \times 10^{-3} = 1150.68KN$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0.95 \times 275 \times 16.4 \times 10^2 \times 10^{-3} = 428.5KN$$



$$R_{béton} > R_{acier}$$

Figure III.5 : Position de l'axe neutre plastique

Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, le moment plastique développé par la

section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left[\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right] \right]$$

Tableau III.9: Résumé des résultats.

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	0.5Vplrd	vérification
résultats	23.48	86.69	26.84	103.65	51.82	vérifiée

On constate qu'il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que : $f^{max} \leq \bar{f}$

$$f^{max} = \frac{5qs \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{16.4 \times 10^2 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4(1 + 0.028 \times 15)} + \frac{875 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{b_{eff} \times h_c} = \frac{16.4 \times 10^2}{875 \times 65} = 0.028$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 43.94 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max} = \frac{5q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 11.12 \times 3500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 35.39 \times 10^6} = 2.92 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3500}{250} = 14 \text{ mm}$

La flèche totale : $f_{\text{total}} = f_c + f_f = 2.92 + 0.54 = 3.46 \text{ mm}$

$$F^{\max} = 3.46 \text{ mm} < \bar{f} = 14 \text{ mm}$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

- **Vérification du déversement :**

Dans la phase finale, on ne vérifie pas le déversement car la semelle supérieure est maintenue latéralement par la dalle en béton armé.

- **Calcul des connecteurs :**

Dont notre cas on a assuré la relation entre la dalle de béton et le bac d'acier par une connexion totale. Type goujon :

✓ Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$.

✓ Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

On détermine Prd :

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton 25 MPa

E_c : Module de Young de béton 30500 MPa

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs 450 MPa

$$\gamma_v = 1,25 \text{ Et } \alpha = 1 \text{ pour } \frac{h}{d} = 5 > 4$$

$$\text{Prd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \cdot f_u \frac{\pi \times d^2}{4 \gamma_v} \end{array} \right.$$

$$Prd = kt \times 73,13$$

- **Influence de bac d'acier :**

K_t coefficient de réduction en fonction du sens des nervures de bac pour un bac d'acier dont la nervure sont perpendiculaire à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = \frac{0.7 b_o(h + hp)}{\sqrt{N_r} hp hp} = \frac{0.7 \times 88.5(95 + 55)}{\sqrt{1} \times 55 \times 55} = 0.82 < 1$$

N_r : Nombre de goujon par nervure (1 ou 2) , $N_r = 1$

$hp = 55\text{mm}$ (Hauteur de nervure) et $h = 95\text{mm}$ (Hauteur de goujon)

$b_0 = 88,5\text{mm}$ (Largeur moyen de la nervure)

$$Prd = 0.82 \times 73.13 = 60\text{KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons :**
- **Détermination de RL :**

Dans cas d'une connexion totale, l'effort totale de cisaillement de calcule RL auquel sont tenues de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$RL = \inf (R_{acier}, R_{béton})$$

$$RL = \inf (428.45, 810.46)$$

$$RL = 428.45\text{KN}$$

- **Nombre des connecteurs par demi-portée :**

$$N^{nbr} = \frac{RL}{Prd} = \frac{428.45}{60} = 7.14$$

Soit $N=8$ goujon sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 16 connecteurs sur toute lalongueur totale de la poutre. L'espaceement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre.

$$E_{min} \geq 5 \times 19 = 95\text{mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{Nn_{br}-1} = \frac{3500}{16-1} = 233.33 \text{ Donc on prendre un } E_{sp} = 25 \text{ cm .}$$

- **Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas-là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \epsilon$
 b) le profilé est de classe 1, pas lieu de vérifier le voilement.

B Solive de plancher courant :

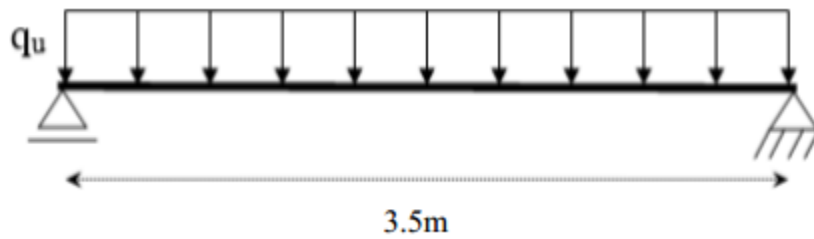


Figure III.6 Schéma statique de la solive de plancher courant.

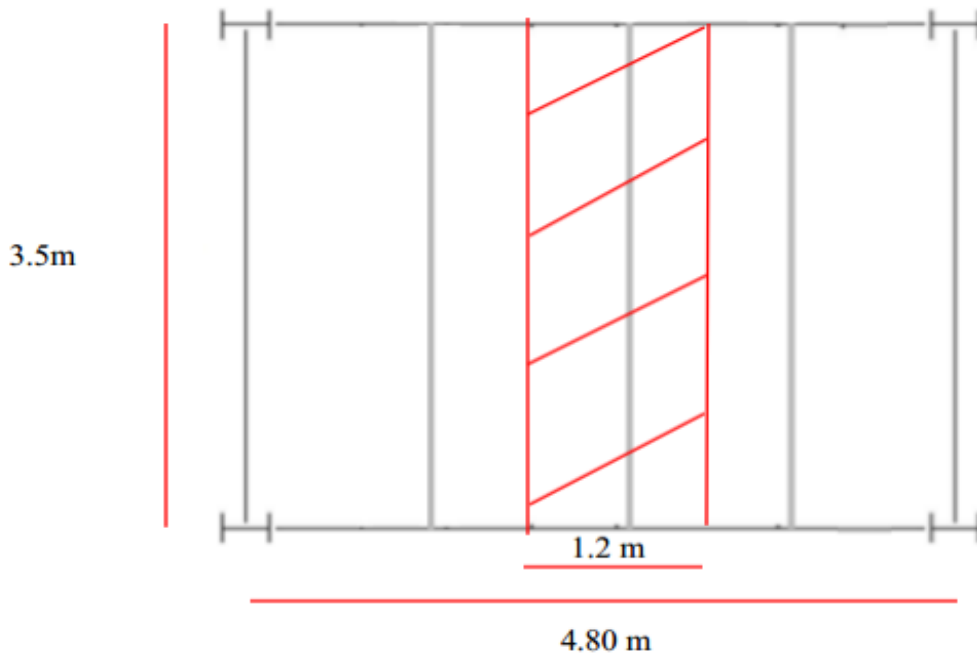


Figure III.7 : Schéma statique de solive.

- **Pré dimensionnement :** $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

L : La portée de la solive

$$\frac{3500}{25} \leq h \leq \frac{3500}{15} \quad \text{donc : } 140 \leq h \leq 233.33$$

On prendre IPE 140 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau III.10: Caractéristiques du profilé IPE140.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m		A cm ²	h mm	b mm	tf mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	1.65	5.74	7.64

Phase de construction : même que plancher terrasse.

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

- **Poids propre du profilé.....gp = 0,129kN/m.**
- **Charge permanente de plancher courant.....G_{courant}=5.86 KN/m².**
- **Surcharge d'exploitationQ = 1.5 KN/m² (usage habitation).**

L'entraxe entre les solives est de 1.2m.

- **Combinaisons des charges :**

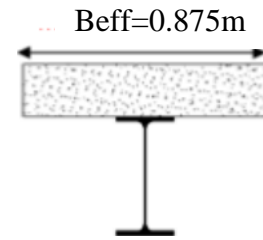
Tableau III.11: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	12.36
E.L.S	8.961

- **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 3.5}{8} \\ b = 1.2m \end{array} \right. = 0.875m$$

$$b_{eff} = 0.875m$$



- **Position de l'axe neutre plastique :**

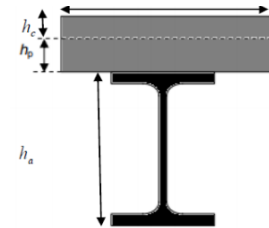
$$R_{béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

Figure III.8 : Largeur effective de la section de béton

$$F_{ck} = 25 \text{MPa (béton de classe 25/30)}, B_{eff} = 0.875, h_c = 95 \text{mm}$$

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 95 \times 875 \times 10^{-3} = 1150.68 \text{KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0.95 \times 275 \times 16.4 \times 10^2 \times 10^{-3} = 428.5 \text{KN}$$



$$R_{béton} > R_{acier}$$

Figure III.9 : Position de l'axe neutre plastique

Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, le moment plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left[\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right] \right]$$

Tableau III.12: des résultats.

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	0.5Vplrd	vérification
résultats	18.92	86.69	21.63	103.65	51.82	vérifiée

On constate qu'il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifier que : $f^{\max} \leq \bar{f}$

$$f^{\max} = \frac{5qs \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{16.4 \times 10^2 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4(1 + 0.028 \times 15)} + \frac{875 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{beff \times hc} = \frac{16.4 \times 10^2}{65 \times 875} = 0.028$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$Ic = 43.94 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max} = \frac{5qs \times l^4}{384 \times E \times Ic} = \frac{5 \times 8.961 \times 3500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 35.39 \times 10^6} = 2.35 \text{ mm}$$

La flèche totale : $f_{\text{total}} = f_c + f_f = 2.35 + 0.54 = 2.89 \text{ mm}$

$$F^{\max} = 2.89 \text{ mm} < \bar{f} = 14 \text{ mm}$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

- **Vérification du déversement :**

Dans la phase finale, on ne vérifie pas le déversement car la semelle supérieure est maintenue latéralement par la dalle en béton armé.

- **Calcul des connecteurs : même que plancher terrasse**

Conclusion :

On a vérifié toutes les conditions, donc on prend un IPE 140 pour toutes les solives de notre structure.

Remarque :

Le calcul des poutres secondaires (IPE 140) est le même que celles des solives.

III.5 Pré dimensionnement des poutres porteuses :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

La poutre la plus sollicitée, a une portée de 6m elle reprend 02 charges concentrées (R solive) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton sur la largeur de la semelle. On placera un étaie à mi travée de la portée en phase de construction pour diminuer la flèche.

A. Poutre de plancher terrasse inaccessible :

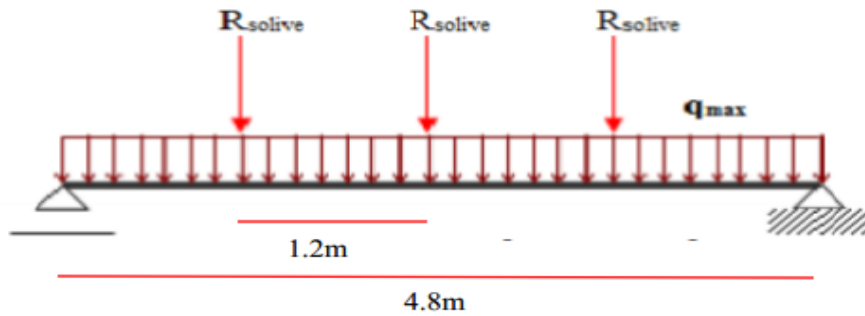


Figure III.10 : Schéma statique de la poutre principale.

- **Pré dimensionnement :** $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$ **L :** La portée de la poutre

$$\frac{4800}{25} \leq h \leq \frac{4800}{15} \quad \text{donc : } 192 \leq h \leq 320$$

On prendre IPE 220 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau III.13: Caractéristiques du profilé IPE220.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	A _{vz} cm ²
IPE 220	26.2	33.4	220	110	9.2	2772	204.9	285.1	58.11	9.11	2.46	15.88

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.....g_p = 0,129KN/m.
- Poids propre du béton fraisG_b = 3KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0,75 KN/m²
- Bac d'acier (HB 55)G_{bac} 0,15 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1.2 m.

- **Combinaisons des charges :**

Tableau III.14: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	6.627
E.L.S	5.034

Calcul des réactions des solives On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale) on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R_{\text{solive}} = \frac{qu \times l_{\text{solive}}}{2}$$

ELU :

$$R_u = R_{\text{solive}} = \frac{6.627 \times 3.5}{2} = 11.59 \text{KN}$$

$$2 R_u = 23.19 \text{KN}$$

ELS :

$$R_s = R_{\text{solive}} = \frac{5.034 \times 3.5}{2} = 8.80 \text{KN}$$

$$2 R_s = 17.62 \text{KN}$$

- **Calcul de la charge répartie ELU :**

Tableau III.15: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	0.944
E.L.S	0.80

- **Vérification de la poutre principale IPE220 :**
- **Vérification de la résistance à la flexion : (5-4-5-1)**

Le profilé IPE220 est de classe I donc le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + \frac{2R_u \times l^2}{4} \leq M_{plrd} \leq \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m_0}}$$

- Vérification de l'effort tranchant : (5-4-6)

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} + 2Ru \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma M_o \sqrt{3}}$$

Tableau III.16: Résumée des résultats.

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	$\frac{Msd}{Mplrd}$	0.5Vplrd	vérification
résultats	30.53	67	25.45	215.45	45.56%	126.06	vérifiée

On constate qu'il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification du déversement :

La poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considérera que la poutre ne risque pas de se déverser.

- Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$ avec : $x=1.2m$ et

$$f_{max} = \frac{5qsx^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{19 \times px^3}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 0.944 \times 4800^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} + \frac{19 \times 17.62 \times 10^3 \times 4800^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 1.12 + 16.56 = 17.68mm$$

La valeur de la flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4800}{250} = 19.2mm$

$$F_{max} = 17.68 \text{ mm} < \bar{f} = 19.2mm$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

- Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé.....gp = 0,129KN/m.
- Charge permanente de plancher terrasse.....Gtr=7.33KN/m².
- Surcharge d'exploitationQ = 1KN/m².

-Surcharge de la neige $S_n=0,832 \text{ KN/m}^2$.

L'entraxe entre les solives est de 1.2 m.

- **Combinaisons des charges :**

Tableau III.17: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	15.34
E.L.S	11.12

- **Calcul des réactions des solives :**

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale) on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u \times l_{\text{solive}}}{2}$$

ELU :

ELS :

$$R_u = R_{\text{solive}} = \frac{13.57 \times 3.5}{2} = 23.74 \text{ KN}$$

$$R_s = R_{\text{solive}} = \frac{10.57 \times 3.5}{2} = 18.5 \text{ KN}$$

$$2 R_u = 47.50 \text{ KN}$$

$$2 R_s = 37 \text{ KN}$$

- **Calcul de la charge répartie :**

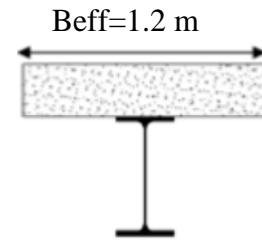
Tableau III.18: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	2.22
E.L.S	1.27

- **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4.8}{8} \\ b = 3.5m \end{array} \right. = 1.2m$$

$$b_{eff} = 1.2$$



- **Position de l'axe neutre plastique :**

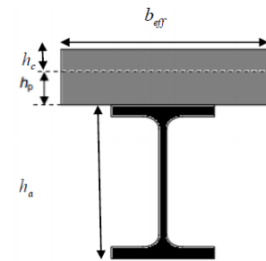
$$R_{béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

Figure III.11 : Largeur effective de la section de béton

$$F_{ck} = 25 \text{MPa (béton de classe 25/30)}, B_{eff} = 0.875, h_c = 95 \text{mm}$$

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 95 \times 1200 \times 10^{-3} = 1624.50 \text{KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0.95 \times 275 \times 33.4 \times 10^2 \times 10^{-3} = 872.5 \text{KN}$$



$$R_{béton} > R_{acier}$$

Figure III.12 : Position de l'axe neutre plastique

Donc l'Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, le moment plastique developpe par la

section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left[\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right] \right]$$

Tableau III.19: Résumé des résultats.

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	0.5Vplrd	vérification
résultats	63.39	204.59	52.83	215.45	126.06	vérifiée

On constate qu'il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5qs \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{33.4 \times 10^2 \times (95 + 2 \times 55 + 220)^2}{4(1 + 0.042 \times 15)} + \frac{1200 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{b_{eff} \times h_c} = \frac{33.4 \times 10^2}{1200 \times 65} = 0.042$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = 111.414 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times 1.27 \times 4800^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 93.12 \times 10^6} + \frac{19 \times 37 \times 4800^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 93.12 \times 10^6} = 0.45 \text{ mm}$$

La flèche totale : $f_{\text{total}} = f_c + f_f = 0.45 + 17.68 = 18.13 \text{ mm}$

$$F^{\text{max}} = 18.13 \text{ mm} < \bar{f} = 19.2 \text{ mm}$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

- **Vérification du déversement :**

Dans la phase finale, on ne vérifie pas le déversement car la semelle supérieure est maintenue latéralement par la dalle en béton armé.

- **Calcul des connecteurs :**

Dont notre cas on a assuré la relation entre la dalle de béton et le bac d'acier par une connexion totale. Type goujon :

✓ Hauteur: $h = 95 \text{ mm}$.

✓ Diamètre: $d = 19 \text{ mm}$.

On détermine Prd :

$$Prd = Kt \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \cdot f_u \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{array} \right.$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton25MPa

E_c : Module de Young de béton.....30500MPa

f_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....450MPa

$\gamma_v = 1,25$ Et $\alpha = 1$ pour $\frac{h}{d} = 5 > 4$

$$Prd = Kt \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \cdot f_u \frac{\pi \times d^2}{4\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$Prd = kt \times 73,13$$

- **Influence de bac d'acier**

Kt coefficient de réduction en fonction du sens des nervures de bac pour un bac d'acier dont la nervure sont parallèles à la poutre principale. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$Kt = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_s}{h_p} - 1 \right) = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.70 < 1$$

Nr : Nombre de goujon par nervure (1 ou 2) , Nr = 1

hp = 55mm (Hauteur de nervure) et h = 95mm (Hauteur de goujon)

b0 = 88,5mm (Largeur moyen de la nervure)

$$Prd = 0.82 \times 73.13 = 60KN$$

- **Effort tranchant repris par les goujons :**
- **Détermination de RL :**

Dans cas d'une connexion totale, l'effort totale de cisaillement de calcule RL auquel sont tenues de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$RL = \inf (R_{acier}, R_{béton})$$

$$RL = \inf (872.5, 1111.5)$$

$$RL = 872.5KN$$

- **Nombre des connecteurs par demi-portée :**

$$N^{nbr} = \frac{RL}{Prd} = \frac{872.5}{60} = 14.54$$

Soit N=15 goujon sur la demi longueur de la poutre c'est-à-dire 30 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre. L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre.

$$E_{min} \geq 5 \times 19 = 95mm =$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N^{nbr}-1} = \frac{4800}{30-1} = 165.51 \text{ Donc on prendre un } Esp = 20cm .$$

- **Vérification au voilement :**

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas-là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \epsilon$

b). Le profilé est de classe 1 , pas lieu de vérifier le voilement.

B. Poutre de plancher courant :

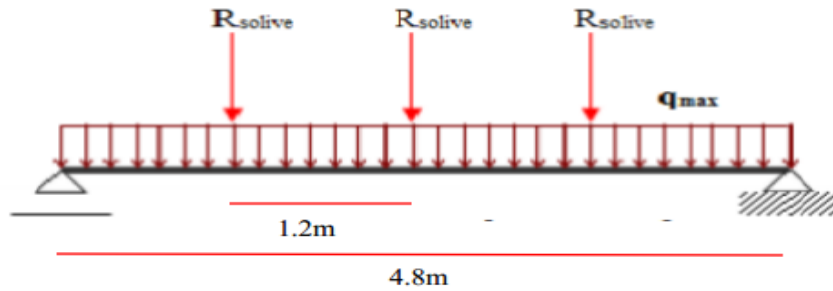


Figure III.13 : Schéma statique de la poutre principale.

- **Pré dimensionnement :** $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

L : La portée de la solive

$$\frac{4800}{25} \leq h \leq \frac{4800}{15} \quad \text{donc : } 192 \leq h \leq 320$$

On prendre IPE 220 dont les caractéristiques suivantes :

Tableau III.20 : Caractéristiques du profilé IPE220.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	A _{vz} cm ²
IPE 220	26.2	33.4	220	110	9.2	2772	204.9	285.1	58.11	9.11	2.46	15.88

Phase de construction : même que plancher terrasse.

- **phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé.....gp = 0,129kN/m.

-Charge permanente de plancher courant.....Gcourant=5.86KN/m².

-Surcharge d'exploitationQ = 1.5 KN/m² (usage habitation).

L'entraxe entre les solives est de 1.2m.

- **Combinaisons des charges :**

Tableau III.21: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	12.36
E.L.S	8.961

- **Calcul des réactions des solives :**

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale) on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R_{\text{solive}} = \frac{q \times l_{\text{solive}}}{2}$$

ELU :

$$R_u = R_{\text{solive}} = \frac{11.152 \times 3.5}{2} = 19.52 \text{KN}$$

$$2 R_u = 39.03 \text{KN}$$

ELS :

$$R_s = R_{\text{solive}} = \frac{8.061 \times 3.5}{2} = 14.10 \text{KN}$$

$$2 R_s = 28.21 \text{KN}$$

- **Calcul de la charge répartie :**

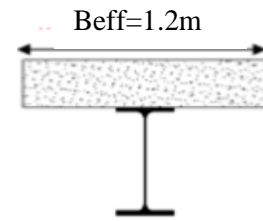
Tableau III.22: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	1.53
E.L.S	1.10

- **Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4.8}{8} \\ b = 3.5m \end{array} \right. = 1.2m$$

$$b_{eff} = 1.2 \text{ m}$$



- **Position de l'axe neutre plastique :**

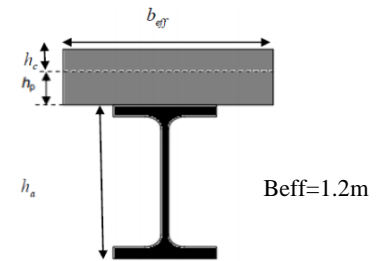
$$R_{béton} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$$

Figure III.14 : Largeur effective de la section de béton

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa (béton de classe 25/30)}, B_{eff} = 0.875, h_c = 95 \text{ mm}$$

$$R_{béton} = 0.57 \times 25 \times 95 \times 1200 \times 10^{-3} = 1624.5 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a = 0.95 \times 275 \times 33.4 \times 10^2 \times 10^{-3} = 872.5 \text{ KN}$$



$$R_{béton} > R_{acier}$$

Figure III.15: Position de l'axe neutre plastique

Donc l'Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, le moment plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left[\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right] \right]$$

Tableau III.23: Résumés des résultats

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	0.5Vplrd	vérification
résultats	51.24	204.59	42.70	215.45	126.06	vérifiée

On constate qu'il y'a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifier que : $f^{\max} \leq \bar{f}$

$$f^{\max} = \frac{5qs \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{33.4 \times 10^2 \times (95 + 2 \times 55 + 220)^2}{4(1 + 0.042 \times 15)} + \frac{1200 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{b_{eff} \times hc} = \frac{33.4 \times 10^2}{1200 \times 65} = 0.042$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = 111.414 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 1.10 \times 4800^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 93.12 \times 10^6} + \frac{19 \times 28.21 \times 4800^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 93.12 \times 10^6} = 0.39 \text{ mm}$$

La flèche totale : $f_{total} = f_c + f_f = 0.39 + 17.68 = 18.07 \text{ mm}$

$$F^{max} = 18.07 \text{ mm} < f = 19.2 \text{ mm}$$

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

- **Vérification du déversement :**

Dans la phase finale, on ne vérifie pas le déversement car la semelle supérieure est maintenue latéralement par la dalle en béton armé.

- **Calcul des connecteurs : même que plancher terrasse**

III.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion due au vent et résister au flambement. Leur section doit présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré à l'E.L.U qui sollicite le poteau. $N_s = 1,35G + 1,5Q$: Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre. Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

2. On calcul la section minimale du profilé d'acier aux E.L.U selon le CCM97 :

Le poteau le plus sollicité (poteau central) reprend une section de 15.64 m^2 , il est représenté dans le schéma ci-dessous :

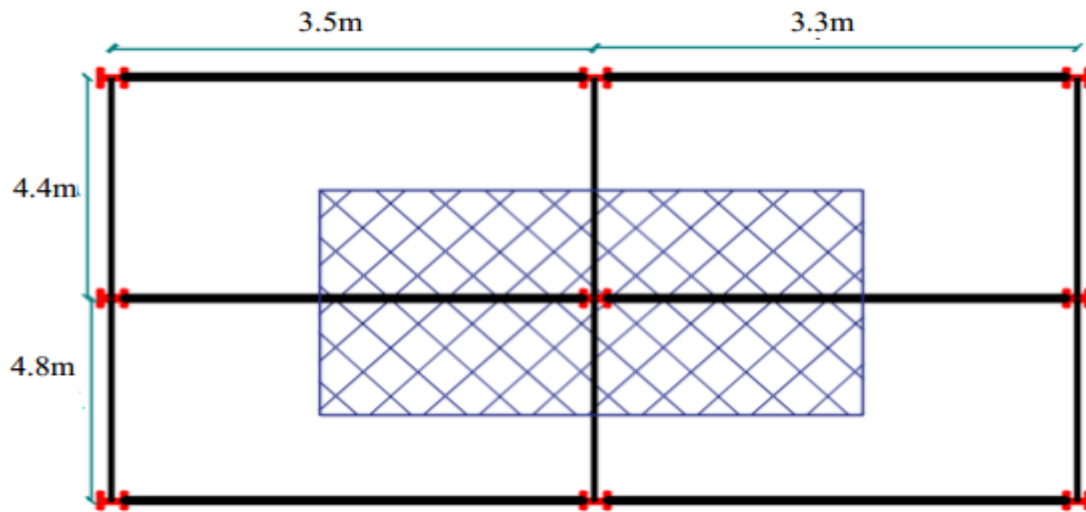


Figure III.16 : Le poteau central.

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivant :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{K}$$

III.7.1 Poteau central : $S = 15.64 \text{ m}^2$

- **Les charges permanentes :**

- Poids du plancher terrasse inaccessible..... $6,58 \times 15.64 = 102.91 \text{ kN}$.
- Poids du plancher courant..... $5,11 \times 15.64 = 79.920 \text{ kN}$.
- Poids des poutres porteuses (IPE220) $0,262 \times 4.8 = 1.257 \text{ kN}$.
- Poids des poutres non porteuses (IPE140) $0,129 \times 3.5 = 0.4515 \text{ kN}$.
- Poids des solives $0.129 \times 3.5 = 0.4515 \text{ kN}$.

- **Les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible $1 \times 15.64 = 15.64 \text{ kN}$.
- Plancher courant 8^{ème} au 1^{er} étage (habitation)..... $1,5 \times 15.64 = 23.46 \text{ kN}$.
- Plancher courant RDC (usage multiple)..... $2,5 \times 15.64 = 39.1 \text{ kN}$.
- La Neige..... $0,832 \times 15.64 = 13.01 \text{ kN}$.

- **Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :**

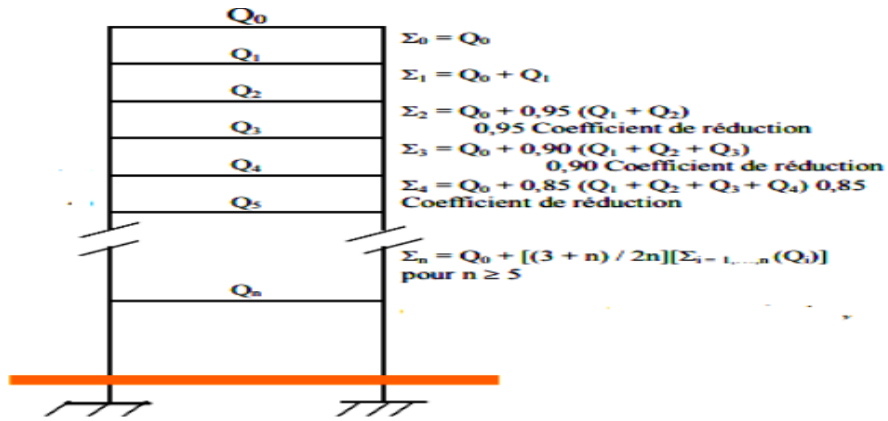


Figure III.17 : Représente les lois de dégression d'un bâtiment.

La charge d'exploitation de chaque étage dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24 : La descente des charges (les poteaux centraux).

Surface (m ²)	Niveau	Charge permanente (KN)	Charge d'exploitation(KN)
15.64	Terrasse	105.07	28.65
	7eme	187.15	28.65+23.46=52.11
	6eme	269.23	28.65+0.95(23.46×2)=73.22
	5eme	351.31	28.65+0.90(23.46×3)=91.99
	4eme	439.393	28.65+0.85(23.46×4)=108.414
	3eme	521.466	28.65+0.80(23.46×5)=122.45
	2eme	603.53	28.65+0.75(23.46×6)=134.22
	1 ^{er}	685.612	28.65+ $\frac{3+7}{2 \times 7}$ (23.46×7)=145.95
	RDC	767.685	28.65+ $\frac{3+8}{3 \times 8}$ (23.46×7+39.1)=168.43

- Calcul les sollicitations :
- Poteaux terrasse :

On calcule la sollicitation à l'ELU :

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$G = 105.07 \text{ KN}, Q = 28.65 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 184.819 \text{ kN}$$

On suppose un poteau d'élancement max $\lambda = 70$ et $K = 1,302$.

$$A \geq \frac{K \times N_{sd}}{f_y} = \frac{1.302 \times 184.819}{275}$$

$A \geq 8.75 \text{ cm}^2$ On choisit un HEA 100 avec $A = 21,2 \text{ cm}^2$

Résultats des poteaux sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.25: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.

Etage	Effort normal N_{sd} (kN)	Section calculé A (cm^2)	Section choisi A (cm^2)	Profilé
Terrasse	184.819	8.75	21.2	HEA100
7eme	330.817	15.66	21.2	HEA100
6eme	473.29	22.408	25.3	HEA120
5eme	612.25	28.987	31.4	HEA140
4eme	755.801	35.78	38.8	HEA160
3eme	887.654	42.02	45.3	HEA200
2eme	1016.09	48.10	53.8	HEA200
1 ^{er}	1144.501	54.18	64.3	HEA220
RDC	1289.01	61.028	64.3	HEA220

- **Le choix final des poteaux :**

Tableau III.26: choix finals des poteaux.

Etage	Profilé	Section A (cm ²)
Terrasse	HEA100	21.2
7eme au 5eme	HEA140	31.4
4eme au 3eme	HEA180	45.3
2eme au RDC	HEA220	64.3

- **Vérification des poteaux :**

Tableau III.27: Valeurs βA et $M1$.

	βA	γ_{m1}
Classe 1,2 et 3	1	1.1
Classe 4	$\frac{Aeff}{A}$	1.1

- **Vérification due au flambement :**

La résistance au flambement pour un élément comprimée doit être satisfaire à :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \times \beta_w \times A \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré donné par les courbes de flambement en fonction de l'élanement $\bar{\lambda}$.

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{\bar{\lambda}}{\lambda_1} \text{ et } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$\lambda_1 = 93.91 \epsilon, \lambda = \frac{\bar{\lambda}}{93.91 \epsilon}, \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f}}, f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

α : Est coefficient d'imperfection se déduit du tableau suivant :

Tableau III.28 : Valeur de coefficient d'imperfection.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

Remarque :

Les poteaux sont encastrés articulés dans le sens (y-y) et encastéré dans le sens (z-z)

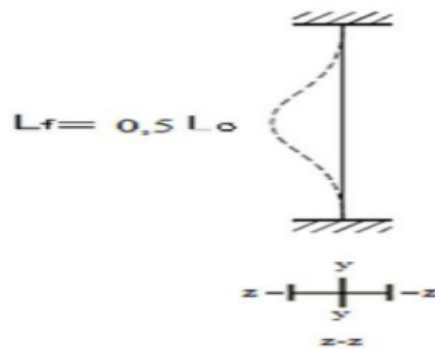


Figure III.18:Axe de flambement

- Vérification de flambement des poteaux de niveaux terrasse :

Tableau III.29: Vérifications de flambement des poteaux de terrasse.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA100	83.74	67.72	0.964	0.34	1.09	0.622	0.6225	329.66	184.198	✓ Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de 7^{ème} étage jusqu'à 5^{ème} étage :

Tableau III.30: Vérifications de flambement des poteaux de 7^{ème} étage jusqu'à 5^{ème} étage.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA140	59.33	48.29	0.683	0.34	0.82	0.793	0.793	622.505	612.25	✓ Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de 4^{ème} étage :

Tableau III.31: Vérifications de flambement des poteaux de 4^{ème} étage.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA180	45.63	37.61	0.525	0.34	0.69	0.876	0.876	860	755.801	✓ Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de 3^{ème} étage jusqu'à 1^{er} étage :

Tableau III.32 : Vérifications de flambement des poteaux de 3^{ème} - 1^{er} étage.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA200	41.06	34.13	0.47	0.34	0.65	0.90	0.90	1210.5	1144.501	✓ Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de RDC :

Tableau III.33: Vérifications de flambement des poteaux de RDC

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA220	41.98	34.93	0.48	0.34	0.66	0.89	0.89	1430.675	1289.01	✓ Poteau stable

III.7.2 Poteau de rive : $S=6.9m^2$

- Les charges permanentes :

- Poids du plancher terrasse inaccessible..... $6,58 \times 6.9 = 45.402$ kN.
- Poids du plancher courant..... $5,11 \times 6.9 = 35.259$ kN.
- Poids des poutres porteuses (IPE220) $0,262 \times 4.6 = 1.2052$ kN.
- Poids des poutres non porteuses (IPE140) $0,129 \times 1.5 = 0.1935$ kN.
- Poids des solives $0.129 \times 1.5 = 0.1935$ kN.

- Les charges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible $1 \times 6.9 = 6.9$ kN.
- Plancher courant 8^{ème} au 1^{er} étage (habitation)..... $1,5 \times 6.9 = 10.35$ kN.
- Plancher courant RDC (usage multiple)..... $2,5 \times 6.9 = 17.25$ kN.
- La Neige..... $0,832 \times 6.9 = 5.74$ kN.

La charge d'exploitation de chaque étage dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.34: La descente des charges (les poteaux de rive).

Surface (m ²)	niveau	Charge permanente (KN)	Charge d'exploitation(KN)
15.64	terrasse	46.99	12.64
	7eme	83.84	12.64+10.35=22.99
	6eme	120.69	12.64+0.95(10.35×2)=32.305
	5eme	157.54	12.64+0.90(10.35×3)=40.58
	4eme	194.39	12.64+0.85(10.35×4)=47.83
	3eme	231.2448	12.64+0.80(10.35×5)=54.04
	2eme	268.096	12.64+0.75(10.35×6)=59.215
	1 ^{er}	304.947	12.64+ $\frac{3+7}{2 \times 7}$ (10.35×7)=64.49
	RDC	341.79	28.65+ $\frac{3+8}{3 \times 8}$ (10.35×7+39.1)=135.38

- Calcul des sollicitations :
- Poteaux terrasse :

On calcule la sollicitation à l'ELU :

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$G = 46.99 \text{ KN} , Q = 12.64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 82.396 \text{ kN}$$

On suppose un poteau d'élanement max $\lambda = 70$ et $K = 1,302$.

$$A \geq \frac{K \times N_{sd}}{f_y} = \frac{1.302 \times 82.396}{275}$$

$A \geq 3.95 \text{ cm}^2$ On choisit un HEA 100 avec $A=21,2 \text{ cm}^2$

Résultats des poteaux sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.35: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux terrasse.

étage	Effort normal Nsd (kN)	Section calculé A (cm ²)	Section choisi A (cm ²)	Profilé
Terrasse	82.396	3.95	21.2	HEA100
7eme	147.669	7.08	21.2	HEA100
6eme	211.389	10.14	21.2	HEA100
5eme	273.549	13.13	21.2	HEA100
4eme	334.171	1.604	21.2	HEA100
3eme	393.24	18.87	21.2	HEA100
2eme	450.7521	21.6	45.3	HEA180
1er	508.41	24.40	45.3	HEA180
RDC	664.48	31.89	45.3	HEA180

- **Le choix final des poteaux :**

Tableau III.36: choix finals des poteaux.

Étage	Profilé	Section A (cm ²)
Terrasse au 3eme etage	HEA100	21.2
2eme au RDC	HEA180	25.3

Avec : $lf = \begin{cases} lfy = l_o = 3.5m \\ lfz = 0.5l_o = 1.7m \end{cases}$ **Flambement au tour de l'axe Y-Y**

- Vérification de flambement des poteaux de niveaux terrasse au 5eme étage :

Tableau III.37: Vérifications de flambement des poteaux de terrasse au 5eme étage.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA100	83.74	67.72	0.96	0.34	1.09	0.62	0.62	328.6	273.5	✓ Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de 4ème étage jusqu'à 1^{er} étage :

Tableau III.38 : Vérifications de flambement des poteaux de 4 ème étage jusqu'à 1^{er} étage.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA120	71.57	56.29	0.820	0.34	0.94	0.86	0.86	543.95	508.41	✓ Poteau stable

- Vérification de flambement des poteaux de RDC :

Tableau III.39: Vérifications de flambement des poteaux de RDC.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N_{brd}	N_{sd}	$N_{sd} \leq N_{brd}$
HEA180	78.73	63.74	0.906	0.34	1.03	0.65	0.65	736.175	664.48	✓ Poteau stable

III.7.3 Poteaux d'angle : $S=3.41m^2$

- Les charges permanentes :

-Poids du plancher terrasse inaccessible..... $6,58 \times 3.41 = 23.35$ kN.

-Poids du plancher courant..... $5,11 \times 3.41 = 14.425$ kN.

-Poids des poutres porteuses (IPE220) $0,262 \times \frac{3,9}{2} = 0.510 \text{ kN}$.

-Poids des poutres non porteuses (IPE140) $0,129 \times \frac{3,5}{2} = 0.225 \text{ kN}$

-Poids des solives $0.129 \times \frac{3,5}{2} = 0.225 \text{ kN}$.

• **Les charges d'exploitation :**

-Plancher terrasse inaccessible $1 \times 3.41 = 3.41 \text{ kN}$.

-Plancher courant 8^{ème} au 1^{er} étage (habitation)..... $1,5 \times 3.41 = 5.11 \text{ kN}$.

-Plancher courant RDC (usage multiple)..... $2,5 \times 3.41 = 8.52 \text{ kN}$.

-La Neige..... $0,832 \times 3.41 = 2.837 \text{ kN}$.

La charge d'exploitation de chaque étage dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.40 : La descente des charges (les poteaux d'angle).

Surface (m ²)	niveau	Charge permanente (KN)	Charge d'exploitation(KN)
15.64	terrasse	24.31	6.247
	7eme	42.695	$6.247 + 5.11 = 11.357$
	6eme	61.075	$6.247 + 0.95(5.11 \times 2) = 15.95$
	5eme	79.45	$6.247 + 0.90(5.11 \times 3) = 20.044$
	4eme	97.83	$6.247 + 0.85(5.11 \times 4) = 23.621$
	3eme	116.21	$6.247 + 0.80(5.11 \times 5) = 26.687$
	2eme	134.59	$6.247 + 0.75(5.11 \times 6) = 29.242$
	1 ^{er}	152.975	$6.247 + \frac{3+7}{2 \times 7}(5.11 \times 7) = 31.797$
	RDC	171.35	$6.247 + \frac{3+8}{3 \times 8}(5.11 \times 7 + 8.525) = 135.38$

- Calcul les sollicitations :
- Poteaux terrasse :

On calcule la sollicitation à l'ELU :

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$G = 24.31 \text{ KN} , Q = 6.247 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 42.189 \text{ kN}$$

On suppose un poteau d'élanement max $\lambda = 70$ et $K = 1,302$.

$$A \geq \frac{K \times N_{sd}}{f_y} = \frac{1.302 \times 42.189}{275}$$

$A \geq 2.02 \text{ cm}^2$ On choisit un HEA 100 avec $A = 21,2 \text{ cm}^2$

Résultats des poteaux sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.41: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux d'angle.

étage	Effort normal Nsd (kN)	Section calculé A (cm ²)	Section choisi A (cm ²)	Profilé
Terrasse	42.18	2.08	21.2	HEA100
7eme	74.67	3.58	21.2	HEA100
6eme	106.37	5.105	21.2	HEA100
5eme	137.26	6.58	21.2	HEA100
4eme	167.502	8.04	21.2	HEA100
3eme	196.91	9.45	21.2	HEA100
2eme	225.55	10.82	21.2	HEA100
1er	254.21	12.20	21.2	HEA100
RDC	286.35	13.74	21.2	HEA100

- **Le choix final des poteaux :**

Tableau III.42: choix finals des poteaux.

Etage	Profilé	Section A (cm ²)
Terrasse au RDC	HEA100	21.2

Avec : $lf = \begin{cases} lfy = l_o = 3.5m \\ lfz = 0.5l_o = 1.7m \end{cases}$ **Flambement au tour de l'axe Y-Y**

- **Vérification de flambement des poteaux de niveaux terrasse au 1^{er} étage :**

Tableau III.43: Vérifications de flambement des poteaux de terrasse au 1^{er} étage.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N _{brd}	N _{sd}	N _{sd} ≤ N _{brd}
HEA100	83.74	67.72	0.96	0.34	1.09	0.62	0.62	328.6	264.57	✓ Poteau stable

- **Vérification de flambement des poteaux de RDC :**

Tableau III.44 : Vérifications de flambement des poteaux de RDC.

Type de poteaux	λ_y	λ_z	$\overline{\lambda}_y$	α_y	Φ_y	χ_y	χ_{\min}	N _{brd}	N _{sd}	N _{sd} ≤ N _{brd}
HEA100	94.8	67.72	0.78	0.34	0.90	0.74	0.74	392	298.02	✓ Poteau stable

III.8 Conclusion :

Après avoir suivi des formules imposées par les règlements on a obtenu des résultats d'éléments qui peuvent tenir la structure stable.

Chapitre IV :

Etude des éléments secondaires

IV.I Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

- Le calcul de ces éléments s'effectue en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »

IV.2 ACROTÈRE :

IV.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.

Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$

IV.2.2 Calcul des charges Sollicitant L'acrotère :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

-Largeur : $b=100\text{cm}$, Epaisseur: $e=10\text{cm}$, - Hauteur : $H=40\text{cm}$

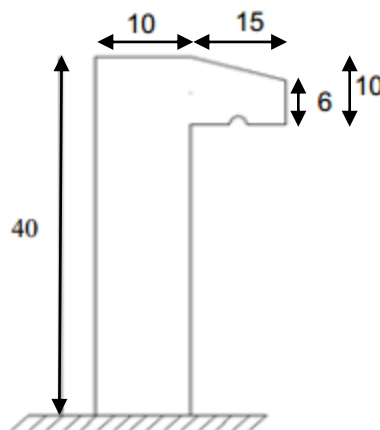


Figure IV.1 : Dimension de l'acrotère.

IV.2.3 Principe De Calcul :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

- **Son poids propre (Wp)**

• Un moment dû à la force horizontale $F = \text{Max} (Q = 1 \text{ kN/ml}, F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p)$ Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

IV.2.4 Evaluation des charges :

- **Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$**
- **Charges permanentes :**

On considère une bande de 1m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1m est

de : $G = S \times \rho$

S : la surface transversale totale de l'acrotère.

- **Surface de l'acrotère :**

$$S = [(0.1 \times 0.4) + (0.15 \times 0.06) + \frac{0.15 \times 0.04}{2}] = 0.052 \text{ m}^2$$

Le poids volumique tel que : $\rho = 25 \text{ kN / m}^3$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_{p,p} = \rho_b \times S = 0.052 \times 25 = 1.3 \text{ kN/m}$$

- **Revêtement en ciment ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 14 \text{ kN/m}^3$) :**

$$G_{R,C} = \rho_{Ci} \times \text{exp}_{cme} = (0.4 + 0.1 + 0.155 + 0.06 + 0.3) \times 14 \times 0.2 = 1.015 \text{ kN/m}$$

$$G = G_{p,p} + G_{R,C} = 2.315 \text{ kN/m}$$

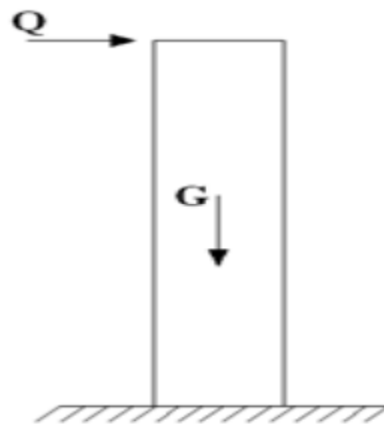


Figure IV.2 : Sollicitations de l'acrotère.

IV.2.5 Calcul de force sismique :

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure. Si $F_p > 1.5Q > 1$, on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures.

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$ « RPA99 version 2003 » Avec :

F_p : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : Coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, [$A=0,30$]

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l'acrotère = 2.315kN

Donc : $F_p = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 2,315 = 2,22 \text{ kN}$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q, F_p) \rightarrow \left. \begin{array}{l} F_p = 2,22 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 2,22 \text{ kN}$$

pour une bande de 1m de largeur $\left\{ \begin{array}{l} G = 2,315 \text{ kN} \\ Q = 2,22 \text{ kN} \end{array} \right.$

IV.2.6 Calcul des efforts :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

État limite ultime :

- $N_u = 1,35G = 3,125 \text{ kN}$

- $M_u = 1,5Qh . h = 1,336 \text{ kN.m}$

- $T_u = 1,5Qh = 3,33 \text{ kN}$

État limite de service :

- $N_{ser} = G = 2,315 \text{ kN}$

- $M_{ser} = Qh . h = 0,888 \text{ kN.m}$

- $T_{ser} = Qh = 2,22 \text{ kN}$

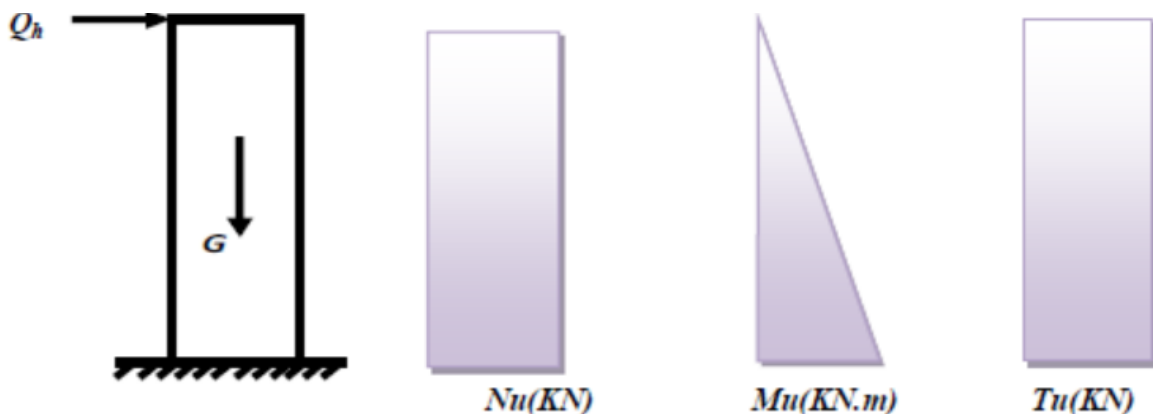


Figure IV.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU

IV.2.7 Ferrailage de la Section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données : $h=10\text{ cm}$, $b=100\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$, $c=c'=2,5\text{cm}$, $f_e=500\text{MPa}$,
 $M_{u\sigma}=1.336\text{kN.m}$, $N_u = 3.125\text{kN}$

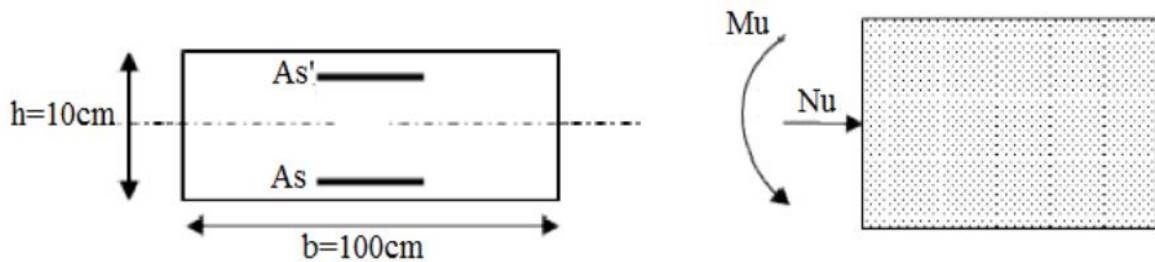


Figure IV.4:Section de calcul de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.336}{3.125} = 42.75\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\text{cm} \end{array} \right\} e_o > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.882\text{KN.m}$$

Tableau IV.1 : Résumé de résultats.

	Mf KNm	μ	$\mu < \mu_R$	A's cm ²	α	Z cm	A _{SF}	As2
Travée	1.882	0.016	Oui	0	0.019	8.93	48.45	0.41

•Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 Modifié 99 » :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millièbre et par la règle de non fragilité :

$$A_s \min \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{ft28}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$ft28=2,1\text{MPa} , f_e=500\text{MPa} , b=100\text{cm} ; d=9\text{cm}$$

$$A_{s\min} \geq \text{Max}(1\text{cm}^2; 0.869\text{cm}^2) = 1\text{cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour $6T6=1,70\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } St = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm}$$

On prend $St = 15\text{cm}$

- Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0.425\text{cm}^2$$

Nous choisissons $4T6=1,13\text{cm}^2$ avec un espacement

$$St = \frac{40-5}{3} = \frac{35}{3} = 11.66\text{cm} \Rightarrow St=11\text{cm}$$

•Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.888 \times 10^2}{2.315} = 38.35\text{cm}$$

On a :

$$e_o \geq \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C=d-eA$$

$$\text{Avec : } eA = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 27.35\text{cm} \Rightarrow c = -52.44\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » , on doit résoudre l'équation suivant :

$$yc^3 + pyc + q = 0$$

yc : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$N=15 \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d + c) \frac{A_s}{b} = -8239.91 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d + c) \frac{A_s}{b} = 278021.42 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -55900000.10^2$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 104.81$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -104.34 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 60.74 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 43.6 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 60.74 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 60.74 - 52.44 = 8.3 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 8.3 \text{ cm} \\ y_c = 60.74 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 19642.26 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

• **Vérification des contraintes :**

• **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.315.10^3 \times 60.74.10}{19642.26.10^4} \right) \times 8.3.10 = 0,594 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

▪**Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \Rightarrow (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 0,75 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 6.22 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪**Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3.33.10^3}{90.10^3} = 0,037 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{vérifiée}$$

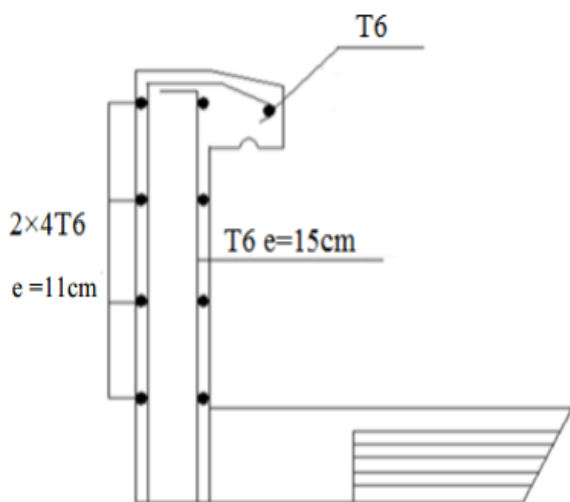


Figure IV.6 : Ferrailage de l'acrotère.

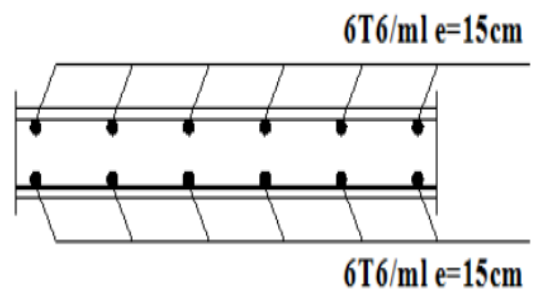


Figure IV.5 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.3 Escalier :

IV.3.1 Introduction :

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il compose de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastrés entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

IV.3.2 Définition des éléments d'un escalier :

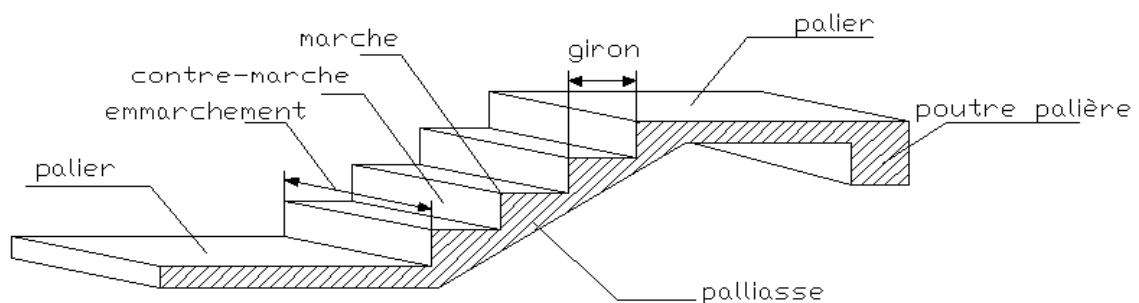
On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse



.FigureIV.7: Les éléments d'un escalier

- Schéma statique de l'escalier :

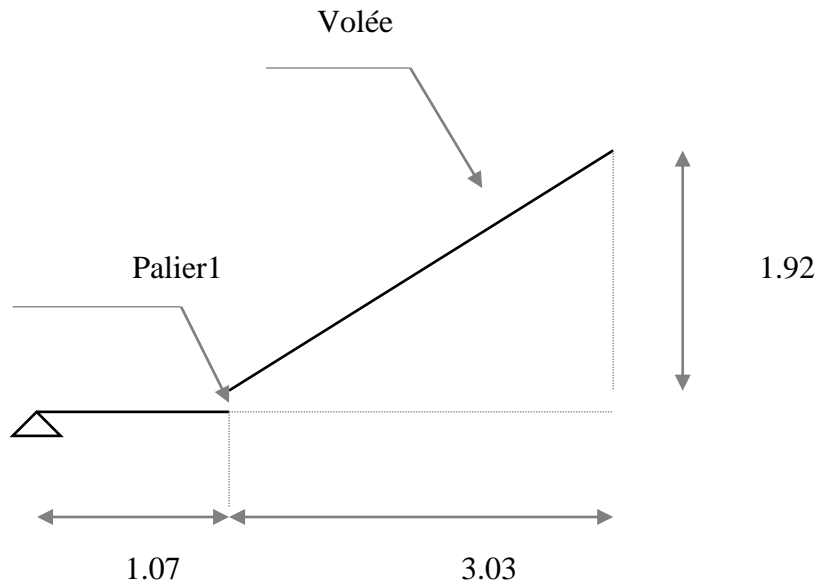


Figure IV.8: Schéma statique de l'escalier

IV.3.3 Calcul des escaliers :

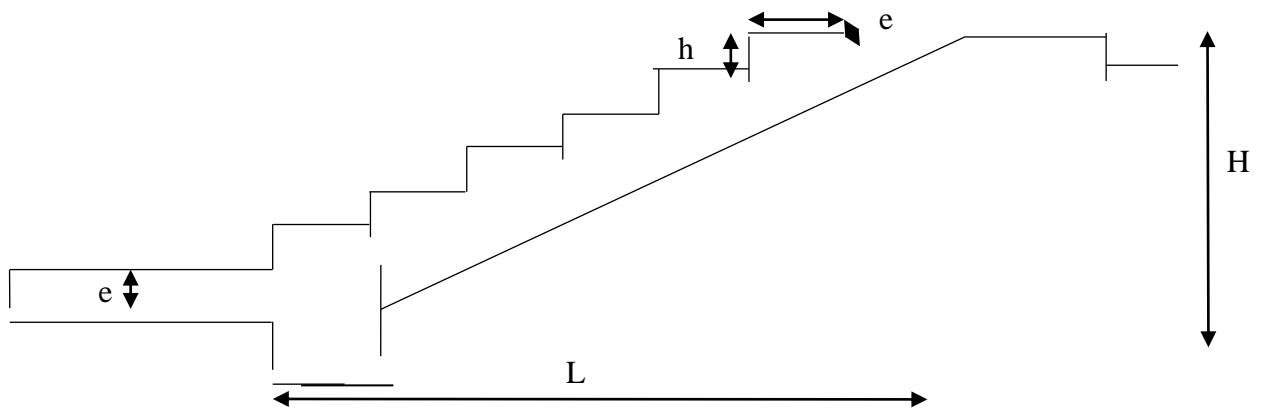


Figure IV.9: Dimension de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir : $2h + g = 64$.

On obtient le nombre des marches et leurs dimensions par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n.h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1).g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec : n : le nombre de contre marches , $(n-1)$: le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \dots\dots\dots (4)$$

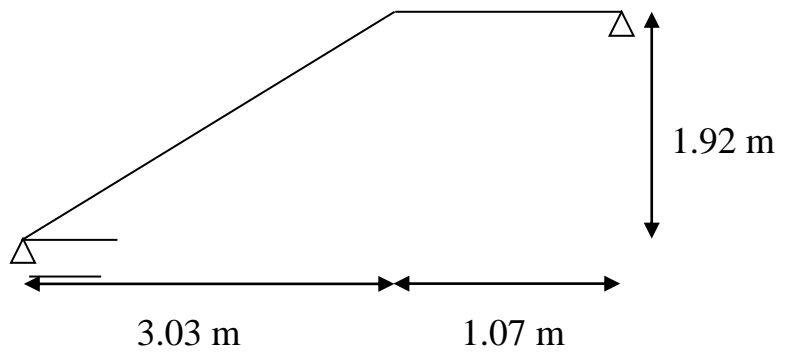
L : longueur horizontal de la paillasse

H : hauteur verticale de la paillasse

Ce type d'escalier est composé de un volée est un palier.

$$64n^2 - n751 + 384 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} n_1 = 11.19 & n \cong 11 \\ n_2 = 0.5357 & \text{(refusé)} \end{cases}$$



Donc on prend :

- le nombre des contres marches $n = 9$.
- le nombre des marches $n-1 = 8$.

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{192}{11} \Rightarrow h = 17.45cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{273}{11-1} \Rightarrow h = 27.3cm$$

Vérification de l'équation de Blondel (BLONDEL) :

$$\begin{cases} (59 \leq g + 2h \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62.2cm. \\ 16 \leq h = 17.45cm \leq 18. \\ 22 \leq g = 27.3cm \leq 33 \end{cases} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

Remarque : on a choisi l'épaisseur des escaliers comme les chapitres précédents.

IV.3.4 Evaluation des charges :

- **Palier :**

Charges permanentes :

1 – poids propre de palier : $0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/m}$

2 – poids de revêtement : $0.44 \times 22 = 0.88 \text{ KN/m}$

$$G1 = 4.63 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation : $Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

- **Paillasse :**

-Charges permanentes : $\text{tng} = H/L = 0.63$, $\alpha = 32.96$

1 – Poids propre de la paillasse..... $\left(\frac{25 \times 0,15}{\cos(32.96)} \right) = 4,46 \text{ KN/m}$

2 - Poids propre de la marche..... $\left(\frac{0.18 \times 22 \times 1}{2} \right) = 1.98 \text{ KN/m}^2$

3- poids de revêtement : $0.04 \times 22 \times 1 = 0.88 \text{ KN/m}^2$

$$G2 = 7.32 \text{ KN/m}^2$$

-charges d'exploitation : $Q_2 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons des charges :**

E.L.U : $q_{1u} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$, $q_{2u} = 1.35G_2 + 1.5Q_2$

E.L.S : $q_{1ser} = G_1 + Q_1$, $q_{2ser} = G_2 + Q_2$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le Tableau suivant :

Tableau IV.2: Résumé de résultats.

	q1 KN/ml	q2 KN/ml
E.L.U	10.00	13.63
E.L.S	7.13	9.82

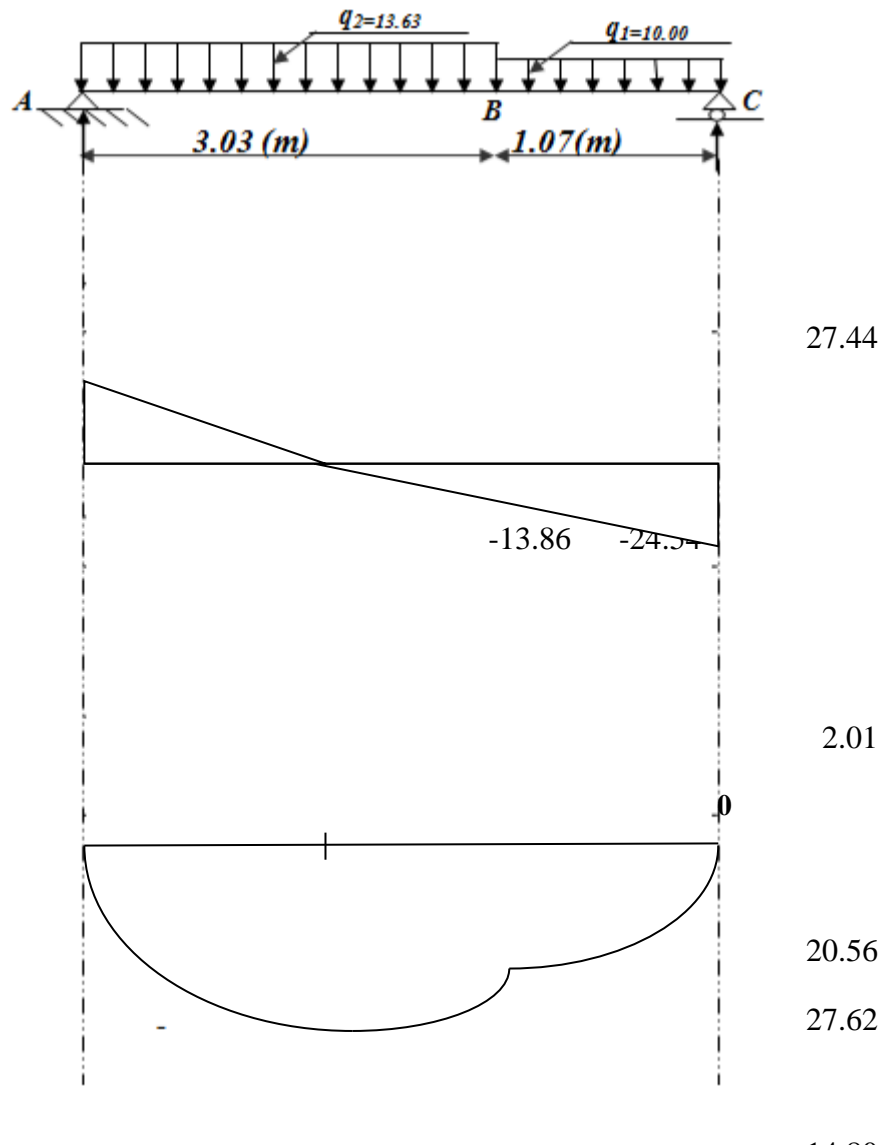
IV.3.5 Calcul des efforts :

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux qui suivent :

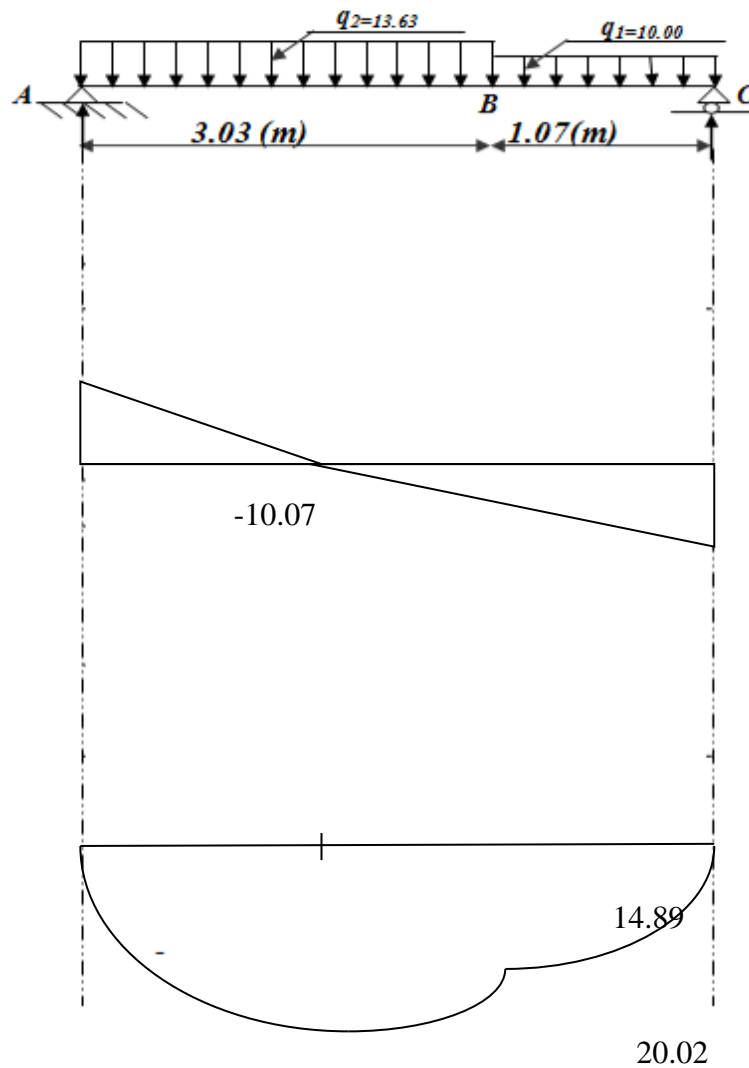
Tableau IV.3 : Efforts internes.

Escalier	Mut KNm	Mua KNm	MstKNm	MsaKNm	Tu KN
Type I	38.55	22.68	12.58	7.4	27.06

- Diagramme des efforts internes : (ELU)



- Diagramme des efforts internes : (ELS)



IV.3.6 Calcul des armatures : (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$, $d=0,9\cdot h$, $\sigma_s=435\text{MPa}$, $f_e=500\text{MPa}$, $\mu_R=0,371$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m
- Section du béton : $(b \times h=100 \times 15)\text{cm}^2$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Ferrailage en travée et sur appuis.

	Mu KNm	μ	$\mu < \mu_R$	A's cm ²	α	Z cm	A_s^{cal} cm ²	Choix	A_s^{adp} cm ²
Travée	23.47	0.09	Oui	0	0.11	129.5	4.02	6T12	6.79
Appuis	13.81	0.05	Oui	0	0.064	131.54	4.10	3T16	6.03

• **Espacement :**

Travée : $esp = \frac{100}{6} = 16.67cm$. **St = 15 (cm).**

Sur appui : $esp = \frac{100}{3} = 33.33cm$. **St = 25 (cm).**

• **Armatures de répartition :**

Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.31.cm^2 \leq A_r \leq 4.62cm^2$.

Le choix est de : 6T8=3.02 cm² avec :St=15 cm.

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.50cm^2 \leq A_r \leq 3.02cm^2$

On prend : 4T8 = 2,01 cm² avec :St=25cm.

•**Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$.

$\overline{\tau_u} = \text{Min}(0,2f_{c28} / \gamma_b; 5MPa) = 3,33MPa$ (Fissuration peu nuisible).

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{27.44 * 10^3}{1000.135} = 0,2MPa < \overline{\tau_u}$vérifiée..

•Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- **Vérification des contraintes du béton : $A_s'=0\text{cm}^2$**
- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $n=15$; $d=13.5$ (cm), $b=100$ (cm) ; $A_s'=0$,

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5: Vérification des contraintes du béton

	Mser (KNm)	As (cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	17.02	6.79	4.32	11270.52	6.52	Vérifiée
Appuis	10.01	6.03	4.11	10289	4.00	Vérifiée

•Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{410} = 0,036 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6.79}{100 \times 13.5} = 0,00502 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,036 < \frac{1}{10} = 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} f_{t28} = 2,10 \text{MPa} , \gamma_s = 1,15$

$E_i = 32164.2 \text{ MPa} , E_v = 10819 \text{ MPa} , f_{t28} = 2,10 \text{MPa} , \gamma_s = 1,15$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

- **Moment d'inertie fictive.**

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau IV.6: Vérification de la flèche de l'escalier

Mser (KNm)	As (cm2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm4)	I_{fi} (cm4)	I_{fv} (cm4)
20.02	6.79	5.029×10^{-3}	218.40	4.17	1.67	0.33	163814.6 6	75836.92	297250.22

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1.37 \text{ cm} \\ f_v = 1.04 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.33 \text{ cm}$$

Donc: $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{100} = 0,5 + \frac{410}{1000} = 0.91 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.33 \text{ cm} < \bar{f} = 0.91 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

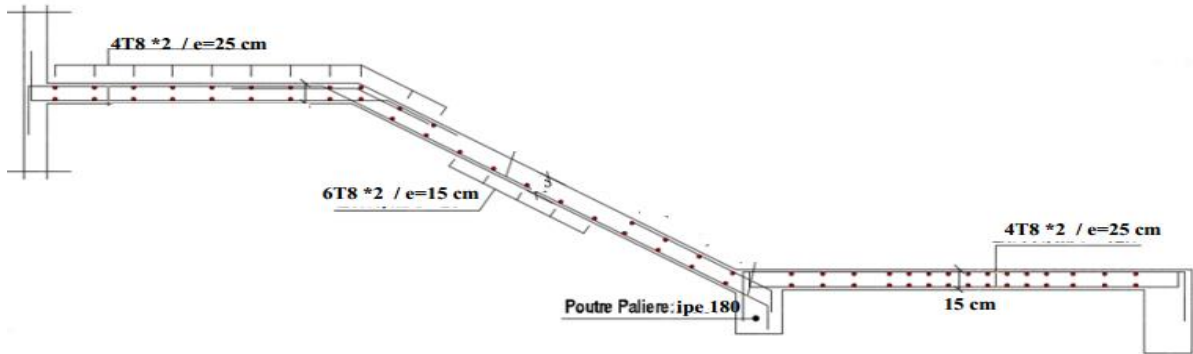


Figure IV.10 : Ferrailage des escaliers.

IV.3.7 La poutre palière :

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier.

Remarque :

Les étapes de calcul des poutres palières sont les mêmes que celles des solives.

- **Pré dimensionnement :** $\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$

L : La portée de la poutre palière L=3.2 m

$$\frac{3200}{25} \leq h \leq \frac{3200}{15} \quad \text{donc : } 128 \leq h \leq 213.33$$

La poutre palière est de profilée IPE 180

Tableau IV.7: Vérification de la flèche de l'escalier

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm	Avz cm ²
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	1317	100.9	166.4	34.60	7.42	2.05	11.25

- **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$.
- Poids propre du béton frais $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$
- Palier $G_p = 4.63 \text{ KN/m}^2$
- Palliase $G_p = 7.32 \text{ KN/m}^2$
- Cloison $G_c = 0.90 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

- **Combinaisons des charges :**

- **Tableau IV.8: Combinaisons des charges.**

	q KN/ml
E.L.U	25.40
E.L.S	18.54

Tableau IV.9: Résumé des résultats

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	$\frac{Msd}{Mplrd}$	0.5Vplrd	F ^{max}	vérification
résultats	32.51	39.03	40.64	152.63	83.29%	76.315	9.15	vérifiée

- **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé..... $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$.
- palier $G_p = 4.63 \text{ KN/m}^2$
- palliase $G_p = 7.32 \text{ KN/m}^2$
- cloison $G_c = 0.90 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

Combinaisons des charges :

Tableau IV.10: Combinaisons des charges.

	q KN/ml
E.L.U	21.35
E.L.S	15.53

Tableau IV.11: Résumé des résultats

Calcul de	Msd (kn.m)	Mplrd (kn.m)	Vsd (kn)	Vplrd (kn)	$\frac{Msd}{Mplrd}$	0.5Vplrd	F ^{max}	vérification
Résultats	27.32	39.03	34.08	152.63	70%	76.315	7.66	vérifiée

IV.4 Etude de plancher mixte :

IV.4.1 Introduction :

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux, ...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m². Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux. Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

IV.4.2 Description d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

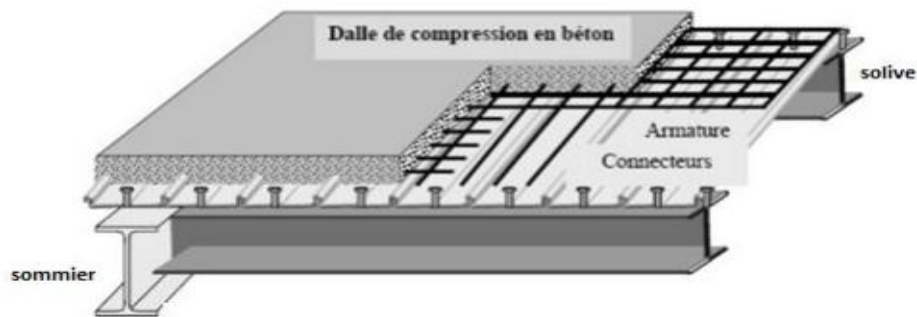


Figure IV.11: constituant d'un plancher mixte.

IV.4.3 Calcul de plancher mixte :

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document CCM97

- Inertie de montage poutre/dalle :

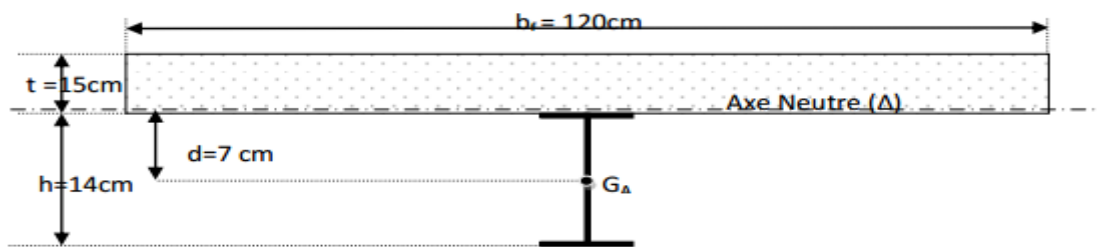


Figure IV.12: Montage poutre/dalle

- b_f : La largeur de la solives .
- α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée .
- l : La portée de la solives .
- L : L'entraxe des solives.
- b_e : La largeur associée aux solives .
- s : L'aire de la section mixte .
- B : L'aire de la section du béton .
- A : L'aire de la section du profilé.
- t : L'épaisseur de la dalle en béton armé .
- n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

- **Section mixte :**

$$S = A + \frac{B}{N} \text{ Avec : } B = b \cdot t$$

$$\text{IPE140} \rightarrow A = 16.4 \text{ cm}^2$$

$$B = 1800 \text{ cm}^2 \rightarrow S = 136.4 \text{ cm}^2, n = 15$$

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ b_f + 0,2 \times \alpha \times l \right. \rightarrow b_e = \min \left\{ 0,073 + 0,2 \times 5 \times l \right.$$

Donc : $b_e = 1,073 \text{ m}$

- **Le moment d'inertie :**
- **Calcul de d :**

d : la position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à GA, centre de gravité de la poutre d'acier.

$$d = \frac{b \cdot t}{n} \times \frac{t+h}{2s} = \frac{107.3 \times 15}{15} \times \frac{15+14}{2 \times 136.4} \rightarrow d = 11.40 \text{ cm}$$

$$V = \frac{h}{2} + d = \frac{14}{2} + 11.40 = 18.40 \text{ cm}$$

$$V' = (h+T) - V = (14+15) - 18.40 = 10.6 \text{ cm}$$

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot t}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 541.2 + 16.4 \times 11.40^2 + \frac{107.3 \times 15^3}{12 \times 15} + \frac{107.3 \times 15}{15} \left(\frac{15+14}{2} - 11.40 \right)^2 = 5715.57 \text{ cm}^4$$

- **Calcul du (M) :**

M : moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M = b \frac{q l^2}{8}$$

$$q = 1.35(G_{\text{dalle}} + G_{\text{solive}}) + 1.5Q = 1.35(0.129 + 7.33) + 1 \times 1.5$$

$$q = 11.56 \text{ KN/m}$$

$$M = 1.2 \times \frac{11.56 \times 3.5^2}{8} = 21.24 \text{ KN.m}$$

IV.4.4 Calcul des contraintes de flexion :

$$\sigma_a = \frac{V \times M}{I} = \frac{18.40 \times 2124}{5715.57} = -6.83 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_a' = \frac{M}{I} (v' - t) = \frac{2124}{5715.57} (10.6 - 15) = -1.86 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{M}{I \times n} (v' - t) = \frac{2124}{5715.57 \times 15} (10.6 - 15) = -0.11 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{M}{I \times n} v' = \frac{2124}{5715.57 \times 15} \times 10.6 = 0.26 \text{ KN/cm}^2$$

(-) compression, (+) traction

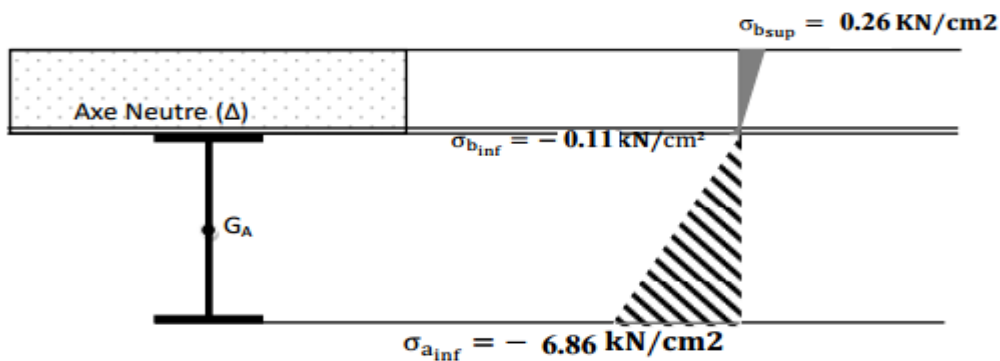


Figure IV.13 : Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle mixte

▪ Effort tranchant:

$$V_{sd} = \frac{11.56 \times 3.5}{2} = 20.23 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} \leq V_{sd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \sqrt{3}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 103.65 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a \times h}$$

V_{sd} : L'effort tranchant calculé précédemment

h : hauteur totale d'une section de la solive (IPE140) = 140 mm

a : l'épaisseur de l'âme = 4.7 mm

$$\tau = \frac{20.23}{4.7 \times 140} = 0.03 \text{ KN/mm}^2 \leq 0.6 f_y = 0.141 \text{ KN/mm}^2$$

•Condition de flèche :

Après un premier calcul de déversement nous avons constaté qu'on doit tenir compte d'un étaieement placé à la mi travée de la solive lors de bétonnage de la dalle.

$$f^{\max} = \frac{5qs \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$qs = (0.129 + 7.33) \times 1 = 8.46 \text{ KN/m}$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times 8.46 \times 1750^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4} = 0.90 \text{ mm} \leq f = \frac{L}{250} = \frac{1750}{250} = 7 \text{ mm}$$

•Contraintes additionnelles de retrait :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{14+15}{2} = 14.5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{IA}{\beta \times A} = \frac{541.2}{14.5 \times 13.4} = 2.78 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{14}{2} + 2.78 = 9.78 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 9.87 + 15 = 24.87 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{212400}{5715.57} = 37.16 \text{ kg / cm}^3$$

$$E_a \varepsilon = 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} = 420 \text{ kg / cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_a = K (h - y_1) = 37.16 \times 10^{-2} (14 - 9.78) = 1.56 \text{ KN / cm}^2$$

$$\sigma_a' = K y_1 = 37.16 \times 10^{-2} \times 9.78 = -3.63 \text{ KN / cm}^2$$

$$\sigma_{b1}' = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K y_1) = 0.038$$

$$\sigma_{b2}' = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K y_2) = -1.378$$

• Les contraintes finales :

$$\sigma_a = -6.83 - 1.72 = -8.55 < f_y = 23.5 \text{ KN / cm}^2$$

$$\sigma_a' = -1.86 - 3.63 = -5.49 < f_y = 23.5 \text{ KN / cm}^2$$

$$\sigma_{b1}' = -0.11 - 0.038 = -0.148 < f_{bu} = \frac{0.85 \times F_c 28}{\gamma_b} = 1.4 \text{ KN / cm}^2$$

$$\sigma_{b2}' = -0.26 - 1.378 = -1.638 < 1.4 \text{ KN / cm}^2$$

IV.4.5 Ferrailage de la dalle du plancher :

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicitant, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

- **Principe de Calcul**

Le ferrailage de la dalle doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux solives

- 33cm : Dans le sens perpendiculaire aux solives

Une section en (cm²/ml) égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{sx} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,1 \times h_0 \\ 2160 / \sigma_{en} \end{array} \right.$$

h_0 : étant l'épaisseur de la dalle ;

σ_{en} : est la limite élastique des aciers en MPa

Le ferrailage des appuis intermédiaires est assuré par des aciers en chapeau lorsque la continuité est prise en compte et/ou lorsqu'un revêtement de sol fragile ou des cloisons maçonnées sont prévus.

- **Détermination de la section d'armature :**

- **Armatures perpendiculaires :**

$$\begin{array}{l} h_0 = 15 \text{ cm} \\ \sigma_{en} = 500 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow A_{sx} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,1 \times h_0 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 2160 / \sigma_{en} = 0,43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow A_{sx} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures parallèles :**

$$A_{yy} = \frac{A_{sx}}{2} = 0,75 \text{ cm}^2$$

On adoptera un ferrailage commun pour tout le plancher, soit une nappe de treillis soudée $\phi 8$ de maille 15x15.

IV.5 Conclusion :

Le ferrailage obtenu par ces études des éléments secondaires de notre structure nous permet de se bénéficier de ces dernières.

Chapitres V :

Etude dynamique

V.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface terrestre, il est provoqué par le processus de déformation et de rupture à l'intérieure de la croûte terrestre, l'énergie cumulée est libérée sous forme de vibrations qui se propagent dans toutes les directions, appelées Ondes sismique, celles-ci engendrent d'importantes secousses. L'intensité de ces secousses peut réduire un ouvrage en ruine, et générer par conséquent des pertes sur les vies humaines qu'il abrite, et pour cela, le but de l'étude dynamiques de remédier à ce phénomène par une conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de sécurité acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

V.2 Introduction au code de calcul ROBOT :

LeROBOT est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes. À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF). Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et, plus généralement des problèmes physique et mécanique...etc. elle permet la détermination des déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

V.3 But de l'étude dynamique :

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de cette vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.4 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage bureaux (mass source).

- La charge des murs extérieurs (murs rideaux) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

V.5 Méthodes de calcul :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'action sismique est basée sur la théorie dynamique du génie sismique, d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette action que pour les facteurs qui la conditionnent. Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le présent ouvrage, nous utiliserons la méthode de l'analyse modale spectrale. Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, particulièrement dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

V.6 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99/2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = w \times \frac{A \times D \times Q}{R} \text{ (equ 4.1; art4.2.3.RPA99/2003)}$$

A : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/2003, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

Zone III groupe2 donc : $A=0.25$ Groupe d'usage 2 (art 3.2 de RPA 99/2003)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 .$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s. \quad (4.2)$$

$$2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} \quad T \geq 3.0s.$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 art 4.2.3. (RPA 99/2003).

Catégorie S3 , site meuble : $T_2 = 0.50$ sec et $T_1 = 0.15$ sec.

Où : $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages, donné par le tableau 4.2 du RPA99/2003 art 4.2.3.

Portique en acier avec remplissage léger donc : $\zeta = 5\%$ Donc : $\eta = 1$

T : période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad (\text{eq. 4.6; art 4.2.4; RPA99/2003})$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 31.45$ m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA99/2003). Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie. $C_T = 0,05$

A partir de tous ces données. $T_x = T_y = 0,05 (31.05)^{3/4} = 0.657$ s

▪La période :

Prenant compte (l'article 4.2.4 [2]) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques : $T = 1,03$ sec, appropriées de plus de 30% On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T = 1,42$ sec Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulé par le RPA99/2003 qui est : $T + 30\% T = 0.657 * 1,3 = 0.85$ s

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta \left(\frac{T2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.67$$

R : coefficient de comportement global de la structure, donné par le tableau 4.3, art 4.2.3 (RPA 99/2003), en fonction du système de contreventement. **R=4**

Q : facteur de qualité. La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)

Tableau V. 1 :Facteurs de qualité.

Les Critères	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	1	Oui	0

$$Q_{//xx}=1,1$$

$$Q_{//yy}=1,1$$

▪Vérification de l'effort tranchant à la base :

W : poids total de la structure. W est égal à la somme des poids Wi calculés à chaque niveau.

$$W= 35299.93 \text{ KN}$$

La force sismique totale : $V_X=V_Y=4052.87 \text{ KN}$

▪Nombre de modes de vibrations à considérer :

Pourcentage de participation de masse :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau V.2 : le pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	0.19	5.40	0,00	69,54	0,0	0,00	69,54	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 2	0.21	4.84	70,48	69,54	0,0	70,48	0,00	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 3	0.21	4.69	74,64	69,54	0,0	4,16	0,00	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 4	0.44	2.25	74,64	86,23	0,0	0,00	16,69	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 5	0.53	1.90	74,72	86,29	0,0	0,08	0,06	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 6	0.54	1.85	87,95	86,29	0,0	13,24	0,00	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 7	0.66	1.51	87,95	93,10	0,0	0,00	6,81	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 8	0.81	1.23	87,96	93,11	0,0	0,01	0,02	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 9	0.87	1,14	92,42	93,11	0,0	4,46	0,00	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0
4/ 10	0.98	1,02	92,42	96,26	0,0	0,00	3,15	0,0	3595506,52	3595506,52	0,0

Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale.

■Résultante des forces sismique :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $\frac{0.8V}{V_{dyn}}$

$$F1 = Vt_x = 1208.84KN \quad , \quad F2 = Vt_y = 1102.64 KN$$

$$\text{On à : } 0,8V_{st,X} = 0,8 \times 35299.93 = 3242.29 KN < V_{dyn,X} \text{ (condition non vérifiée).}$$

$$0,8V_{st,Y} = 0,8 \times 35299.93 = 3242.29KN < V_{dyn,Y} \text{ (condition non vérifiée).}$$

•Vérification des déplacements latéraux inters étage

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \text{ (4.19 RPA99/2003)}$$

δ_{eK} : Déplacement dus aux forces sismiques, à partir du fichier ROBOT on aura le tableau suivant :

Tableau V.3 : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.

Niveau	δ_{eK} (U1) (cm)	δ_{eK} (U2) (cm)
8 ^{eme} étage	11.4	20.2
7 ^{eme} étage	9.3	11
6 ^{eme} étage	11.5	13.8
5 ^{eme} étage	13.3	16.3
4 ^{eme} étage	10.2	9.1
3 ^{eme} étage	11.6	10.9
2 ^{eme} étage	10.3	7.2
1 ^{er} étage	10.5	8.2
RDC	8.1	10.6

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

La valeur du déplacement limite est donnée par : $\frac{hi}{100} = \frac{385}{100} = 3.85\text{cm}$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4 : déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.

Niveau	Déplacement horizontaux (cm)		Déplacement relatifs (cm)	
	$\delta_K(U1)$ (cm)	$\delta_K(U2)$ (cm)	$\Delta_K(U1)$ (cm)	$\Delta_K(U2)$ (cm)
8 ^{eme} étage	45.6	80.8	8.4	36.8
7 ^{eme} étage	37.2	44	8.8	11.2
6 ^{eme} étage	46	55.2	7.2	10
5 ^{eme} étage	53.2	65.2	12.4	28.8
4 ^{eme} étage	40.8	36.4	0.9	7.2
3 ^{eme} étage	46.4	43.6	5.4	14.8
2 ^{eme} étage	41.2	28.8	5.2	4.24
1 ^{er} étage	42	33.04	0.8	9.36
RDC	32.4	42.4	32.4	42.4

$$\Delta_K (max) = 42.4 \text{ cm} > 3.85 \text{ cm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux ne sont pas vérifiés.

•Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V.5: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-Y.

Niveau	$P_{k\ x,y}$ (kn)	Δkx (cm)	Vx (kn)	Δky (cm)	Vy (kn)	$H_{kx,y}$ (cm)	Θ_x	Θ_y	$\Theta \leq 0,1$
8 ^{eme} étage	4459.98	8.4	442.39	36.8	431.57	340	0.24	1.11	Non vérifiée
7 ^{eme} étage	3850.88	8.8	586.99	11.2	516.52	340	0.16	0,24	Non vérifiée
6 ^{eme} étage	3850.88	7.2	696.22	10	593.88	340	0.11	0,19	Non vérifiée
5 ^{eme} étage	3947.13	12.4	789.13	28.8	651.74	340	0.18	0,51	Non vérifiée
4 ^{eme} étage	3962.64	0.9	854.45	7.2	712.93	340	0.01	0.11	Non vérifiée
3 ^{eme} étage	3962.64	5.4	943.50	14.8	800.12	340	0,06	0,21	Non vérifiée
2 ^{eme} étage	3984.05	5.2	1054.12	4.24	900.89	340	0.05	0,05	vérifiée
1 ^{er} étage	3984.05	0.8	1155.76	9.36	1017.43	340	0.008	0,07	vérifiée
RDC	3993.93	32.4	1208.84	42.4	1102.64	385	0,07	0.01	vérifiée

Donc les effets **P-Δ** ne peuvent pas être négligés dans les deux sens.

Remarque :

On peut conclure que le modèle initial ne satisfaisait pas les exigences de l'RPA99 version 2003 donc on augmente les sections.

De nombreuses tentatives ont été faites pour parvenir à un modèle stable qui satisfait aux exigences du règlement RPA99 V2003, dont certaines sont résumées ci-dessous :

▪ **Modèle 1 :**

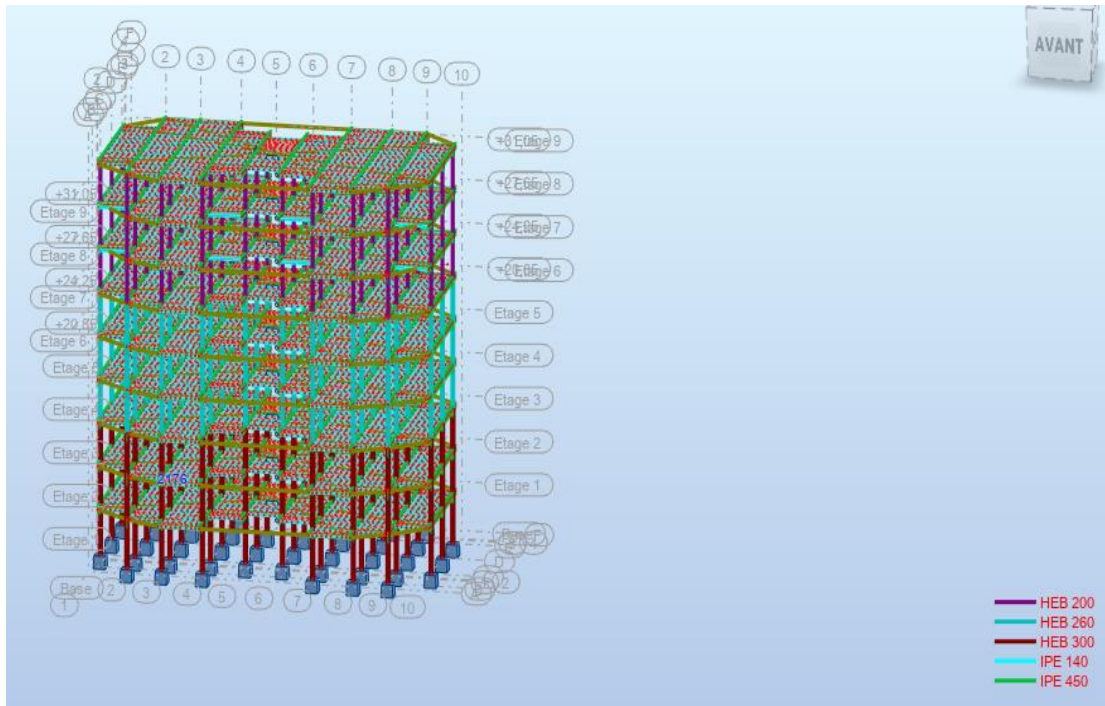


Figure V.1: Modèle 1.

Période :

Tableau V.6: Périodes du 1^{er} modèle.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
4/ 1	0,28	3,56
4/ 2	0,44	2,29
4/ 3	0,46	2,20
4/ 4	0,84	1,19
4/ 5	1,09	0,92
4/ 6	1,15	0,87
4/ 7	1,57	0,64
4/ 8	1,89	0,53
4/ 9	2,03	0,49
4/ 10	2,45	0,41

Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, une autre tentative a été faite.

▪Modèle2 :

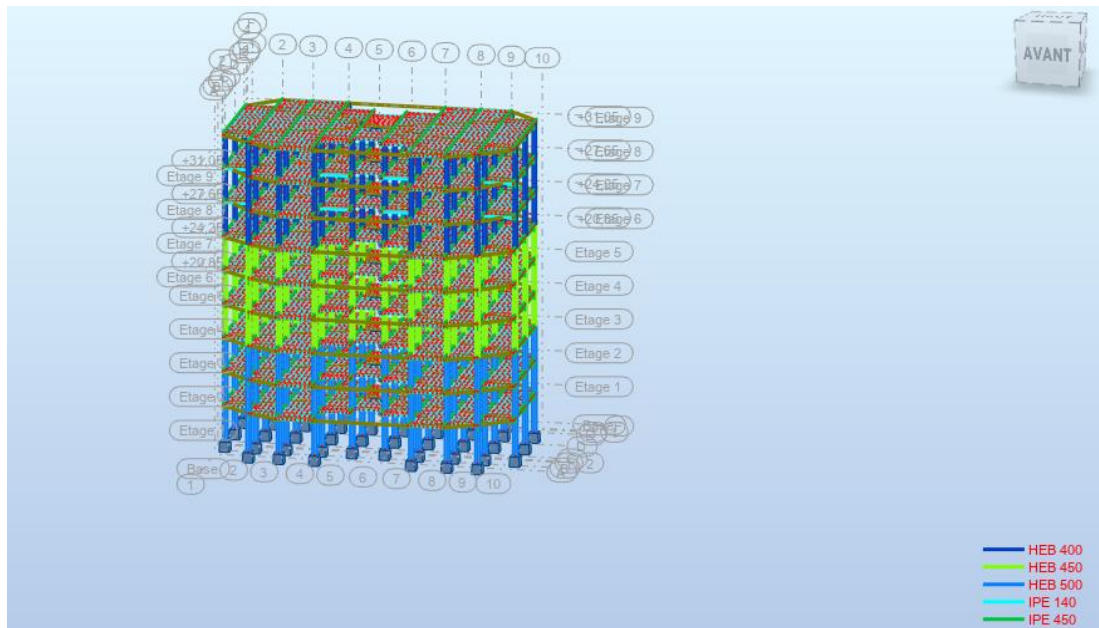


Figure V.2: Modèle 2.

▪Période :

Tableau V.7: Périodes du 2^{ème} modèle.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
4/ 1	0,34	2,92
4/ 2	0,58	1,72
4/ 3	0,61	1,64
4/ 4	1,21	0,83
4/ 5	1,72	0,58
4/ 6	1,85	0,54
4/ 7	2,62	0,38
4/ 8	2,90	0,34
4/ 9	3,25	0,31
4/ 10	4,10	0,24

Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, une autre tentative a été faite.

▪Modèle3 :

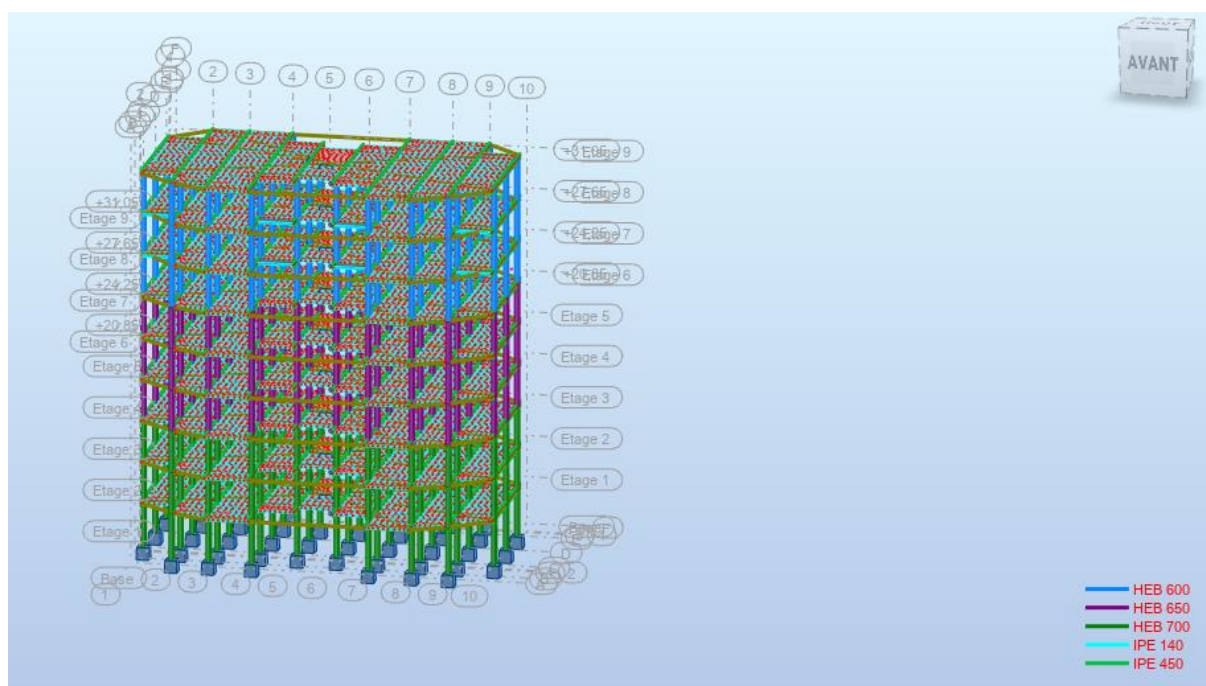


Figure V.3: Modèle 3.

▪Période :

Tableau V.8: Périodes du 3^{ème} modèle.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
4/ 1	0,28	3,56
4/ 2	0,44	2,29
4/ 3	0,46	2,20
4/ 4	0,84	1,19
4/ 5	1,09	0,92
4/ 6	1,15	0,87
4/ 7	1,57	0,64
4/ 8	1,89	0,53
4/ 9	2,03	0,49
4/ 10	2,45	0,41

Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, une autre tentative a été faite. On ajoute des contreventements en X et V dans les deux directions x-y.

▪**Modèle final :**

Après plusieurs essais, on opte ce modèle final :

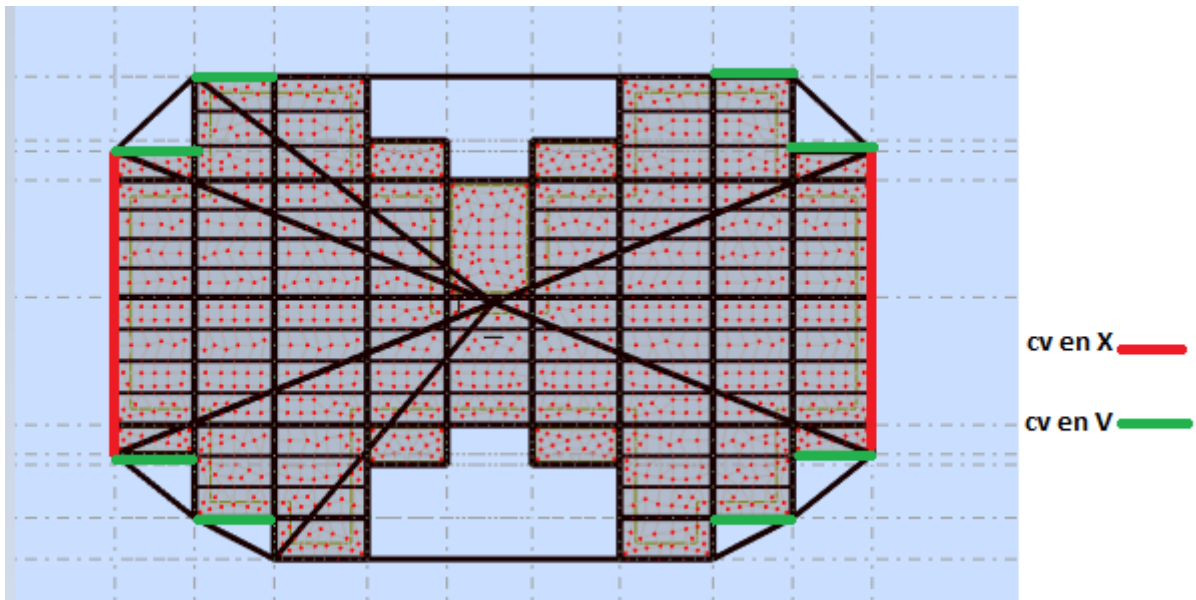


Figure V.4: Vue en plan du modèle final.

▪**Vérification de l'effort tranchant à la base :**

W : poids total de la structure. W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau.

$$W = 39961.88 \text{ KN}$$

La force sismique totale :

$$V_X = V_Y = 6117.50 \text{ KN}$$

Nombre de modes de vibrations à considérer :

Pourcentage de participation de masse :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

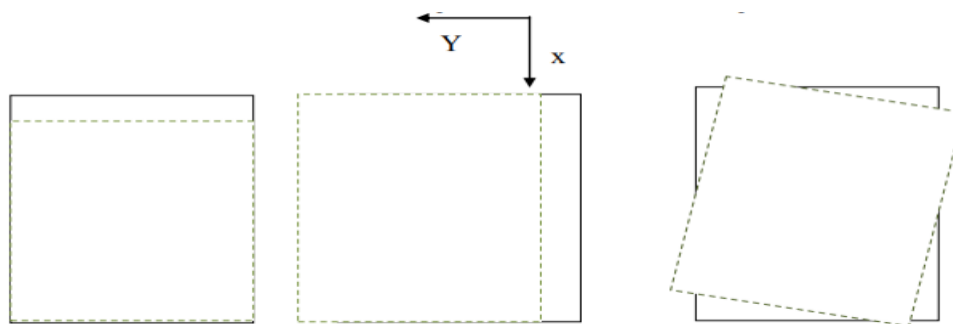
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau V.9 : Pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	0,84	1,19	68,79	0,00	0,0	68,79	0,00
4/ 2	1,46	0,69	68,79	74,42	0,0	0,00	74,42
4/ 3	1,84	0,54	68,79	74,42	0,0	0,00	0,00
4/ 4	3,19	0,31	89,63	74,42	0,0	20,84	0,00
4/ 5	5,09	0,20	89,63	90,99	0,0	0,00	16,57
4/ 6	6,50	0,15	96,20	90,99	0,0	6,57	0,00
4/ 7	6,85	0,15	96,21	90,99	0,0	0,00	0,00
4/ 8	9,90	0,10	98,52	90,99	0,0	2,32	0,00
4/ 9	10,08	0,10	98,52	95,60	0,0	0,00	4,61
4/ 10	13,22	0,08	99,40	95,60	0,0	0,88	0,00
5/ 1	0,84	1,19	68,79	0,00	0,0	68,79	0,00
5/ 2	1,46	0,69	68,79	74,42	0,0	0,00	74,42
5/ 3	1,84	0,54	68,79	74,42	0,0	0,00	0,00
5/ 4	3,19	0,31	89,63	74,42	0,0	20,84	0,00
5/ 5	5,09	0,20	89,63	90,99	0,0	0,00	16,57
5/ 6	6,50	0,15	96,20	90,99	0,0	6,57	0,00
5/ 7	6,85	0,15	96,21	90,99	0,0	0,00	0,00
5/ 8	9,90	0,10	98,52	90,99	0,0	2,32	0,00
5/ 9	10,08	0,10	98,52	95,60	0,0	0,00	4,61
5/ 10	13,22	0,08	99,40	95,60	0,0	0,88	0,00

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X (Mode fondamentale).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de l'axe Z.



1^{er} mode : Translation X-X 2^{ème} mode : Translation Y 3^{ème} mode : Rotation Z

Figure V.5 : Les trois formes de vibration l'ord du séisme.

Remarque : Ce modèle est satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale. La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.

■Résultante des forces sismique :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} . Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0.8V}{V_{dyn}}$

$$F1 = V_{t_x} = 5202.52 \text{ KN} \quad , 2 = V_{t_y} = 7157.97 \text{ KN}$$

On a : $0,8V_{st,X} = 0,8 \times 6117.50 = 4894 \text{ KN} < V_{dyn,X}$ (*condition vérifiée*).

$$0,8V_{st,Y} = 0,8 \times 6117.50 = 4894 \text{ KN} < V_{dyn,Y}$$
 (*condition vérifiée*).

▪ **Vérification des déplacements latéraux inters étage :**

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (4.19 \text{ RPA99/2003})$$

δ_{eK} : Déplacement dus aux forces sismiques.

à partir du fichier ROBOT on aura le tableau suivant :

Tableau V.10 : Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.

Niveau	δ_{eK} (U1) (cm)	δ_{eK} (U2) (cm)
8 ^{eme} étage	3.1	1.1
7 ^{eme} étage	3.3	1.3
6 ^{eme} étage	3.4	1.4
5 ^{eme} étage	3.3	1.5
4 ^{eme} étage	3.2	1.5
3 ^{eme} étage	2.9	1.4
2 ^{eme} étage	2.4	1.3
1 ^{er} étage	1.8	1.1
RDC	1	0.8

R : coefficient de comportement. R=3

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

La valeur du déplacement limite est donnée par : $\frac{hi}{100} = \frac{385}{100} = 3.85 \text{ cm}$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.

Niveau	Déplacement horizontaux (cm)		Déplacement relatifs (cm)	
	$\delta_K(U1)$ (cm)	$\delta_K(U2)$ (cm)	$\Delta_K(U1)$ (cm)	$\Delta_K(U2)$ (cm)
8 ^{eme} étage	9.3	3.3	0.6	0.6
7 ^{eme} étage	9.9	3.9	0.3	0.3
6 ^{eme} étage	10.2	4.2	0.3	0.3
5 ^{eme} étage	9.9	4.5	0.3	0
4 ^{eme} étage	9.6	4.5	0.9	0.3
3 ^{eme} étage	8.7	4.2	1.5	0.3
2 ^{eme} étage	7.2	3.9	1.8	0.4
1 ^{er} étage	5.4	3.3	2.4	0.9
RDC	3	2.4	3	2.4

$$\Delta_K (\text{max}) = 3 \text{ cm} < 3.85 \text{ cm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau V.12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X-Y.

Niveau	$P_{k\ x,y}$ (kn)	Δkx (cm)	V_x (kn)	Δky (cm)	V_y (kn)	$H_{kx,y}$ (cm)	Θ_x	Θ_y	$\Theta \leq 0,1$
8 ^{eme} étage	1907.10	0.6	1419.53	0.6	1724.16	340	0,023708	0,019519	vérifiée
7 ^{eme} étage	1810.86	0.3	2284.56	0.3	3001.24	340	0.006993	0,005238	vérifiée
6 ^{eme} étage	1810.86	0.3	2867.88	0.3	4013.63	340	0,005714	0,003980	vérifiée
5 ^{eme} étage	1925.47	0.3	3327.91	0	4863.12	3400	0,005105	0,034935	vérifiée
4 ^{eme} étage	1925.47	0.9	3746.49	0.3	5575.56	3400	0.001360	0,009141	vérifiée
3 ^{eme} étage	1925.47	1.5	4154.64	0.3	6160.13	3400	0,002044	0,001378	vérifiée
2 ^{eme} étage	1947.94	1.8	4541.18	0.4	6628.42	3400	0.022709	0,003457	vérifiée
1 ^{er} étage	1947.94	2.4	4861.32	0.9	6969.58	3400	0,282848	0,007398	vérifiée
RDC	2002.64	3	5064.81	2.4	7136.04	3850	0,038106	0.017494	vérifiée

Donc les effets P- Δ peuvent être négligés dans les deux sens.

V.7 Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- **Vérification des modes de translations**
- **Vérification des déplacements inter étage**
- **Vérification de la participation massique**
- **Vérification de l'effort tranchant**
- **Vérification de l'effet P- Δ**

On peut conclure que le modèle renforcé par les contreventements en X et V dans les deux directions est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003.

Chapitre VI :

Vérification des éléments
de l'ossature

VI.1 Introduction :

La vérification des éléments de l'ossature d'un bâtiment (éléments fléchis et/ou comprimés) exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies règlementairement, la stabilité doit être assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

VI.2 Vérification des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement et après étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et en compression axiale.

VI.2.1 Procédure de calcul :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_x et M_y . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- ✓ **Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.**
- ✓ **Cas 2 : Un moment $M_{y,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.**
- ✓ **Cas 3 : Un moment $M_{z,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.**

- **Les étapes de la vérification du flambement par flexion (art 5.5.4 [6])**

Les éléments sollicités en compression et en flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad \text{eq5. 51 [6]}$$

- Où $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$; $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$; $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min (\chi_y; \chi_z)$

-Où χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes (y-y) et (z-z) respectivement.

- Et $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

VI.3 Vérification des Poteaux: (HEB)

VI.3.1 Poteaux HEB 700 (RDC , 1,2^{ème} étage) :

Les efforts repris par le poteau sont :

$$M^{\max} = 48.03 \text{ KN.m} , M^{\text{cor}} = 3.09 \text{ KN.m} , N^{\text{cor}} = 5238.58 \text{ KN}$$

Avec:

$$N_{pl} = A \cdot f_y$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot f_y$$

$$M_{plz} = W_{plz} \cdot f_y$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda^2}} \text{ et } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda^2}}$$

Suivant l'axe (y-y) :

On a une structure à nœuds fixe :

$$K_c = \frac{258900 \times 10^4}{3850} = 672467$$

$$K_{c1} = \frac{258900 \times 10^4}{3400} = 761470.58$$

$$K_{11}(\text{IPE450}) = K_{12} = \frac{33740 \times 10^4}{3000} = 11246.66 \text{ mm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.99 , n_2 = 1$$

$$L_{fy} = 3.85 \left[\frac{1 + 0.145(1 + 0.99) - 0.265 \times 0.99 \times 1}{2 - 0.364(0.99 + 1) - 0.247 \times 0.99 \times 1} \right] = 3.83 \text{ m}$$

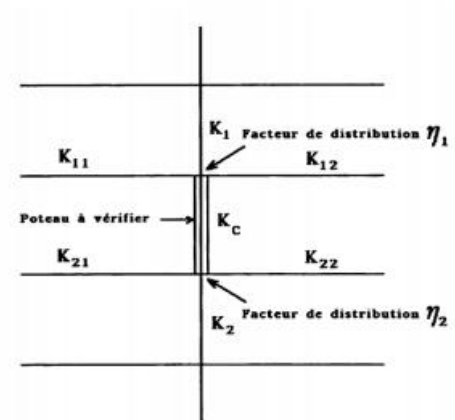


Figure VI.1 : La rigidité des poteaux.

Suivant l'axe (z-z) :

$$K_c = \frac{14440 \times 10^4}{3850} = 37506.49 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1} = \frac{14440 \times 10^4}{3400} = 42470.58 \text{ mm}^3$$

$$K_{11}(\text{IPE360}) = K_{12} = \frac{1043 \times 10^4}{3500} = 2980 \text{ mm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.93, n_2 = 1$$

$$L_{fz} = 3.85 \left[\frac{1 + 0.145(1 + 0.93) - 0.265 \times 0.93 \times 1}{2 - 0.364(0.93 + 1) - 0.247 \times 0.93 \times 1} \right] = 3.72 \text{ m}$$

• Plan (zz) : $\overline{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L_f}{i_y} = \frac{3.83 \times 10^3}{28.96 \times 10}}{93.9} = 0.14 < 0.2$ Pas de risque de flambement

• Plan (yy) : $\overline{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L_f}{i_z} = \frac{3.72 \times 10^3}{6.87 \times 10}}{93.9} = 0.57 > 0.2$ Il y'a un risque de flambement

Le choix de la courbe de flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.33 > 1.2 \\ tf = 32 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe yy} \rightarrow \text{courbe a} \\ \text{axe zz} \rightarrow \text{courbe b} \end{cases}$$

Avec : $\alpha_z = 0.34, \alpha_y = 0.21$

$$\Phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.57 - 0.2) + 0.57^2] = 0.72, \Phi_y = 0.50$$

$$X_z = 0.85, X_y = 1.02$$

Avec : $W_{pl,y} = 8327 \text{ cm}^3, W_{el,y} = 7340 \text{ cm}^3$

β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent.

Suivant (y-y) :

$$\beta_{M\phi} = 1.8 - 0.7 \times \phi$$

avec : $\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{44.92}{48.03} = 0.935 \quad \beta_{My} = 1.145$$

$$\mu_y = 0.57 \times (2 \times 1.145 - 4) + \left(\frac{8327-7340}{7340} \right) = -0.835$$

$$K_y = 1 + \frac{0.835 \times 5238.58 \times 10^{-3}}{1.02 \times 30640 \times 235} = 1 \leq 1.5$$

Suivant (Z-Z) :

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{2.18}{3.09} = 0.705 \quad \beta_{Mz} = 1.306$$

$$W_{pl,z} = 1495 \text{ cm}^3, W_{el,z} = 962.7 \text{ cm}^3$$

$$\mu_z = 0.14 \times (2 \times 1.306 - 4) + \left(\frac{1495-962.7}{962.7} \right) = 0.83$$

$$K_z = 1 - \frac{0.83 \times 5238.58 \times 10^{-3}}{0.85 \times 30640 \times 235} = 0.99 \leq 1.5$$

• **Vérification :**

$$\frac{5238.58 \times 10^3}{0.85 \times \frac{30640 \times 235}{1.1}} + \frac{1 \times 3.09 \times 10^6}{\frac{8327000 \times 235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 48.03 \times 10^6}{\frac{1495000 \times 235}{1.1}} = \mathbf{0.94} \leq 1 \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.3.2 Poteaux HEB 650 (3,4,5^{eme} étage) :

Les efforts repris par le poteau sont :

$$M^{\max} = 301.57 \text{ KN.m} , M^{\text{cor}} = 88.72 \text{ KN.m} , N^{\text{cor}} = 2180.47$$

Suivant l'axe (y-y) :

On a une structure à nœuds fixe :

$$Kc = Kc1 = \frac{210600 \times 10^4}{3400} = 619411.76 \text{ mm}^3$$

$$K_{I1}(\text{IPE450}) = K_{I2} = \frac{33740 \times 10^4}{3000} = 11246.66 \text{ mm}^3$$

$$n1 = 0.98 , n2 = 0.98$$

$$L_{fy} = 3.40 \left[\frac{1 + 0.145(1 + 0.98) - 0.265 \times 0.98 \times 0.98}{2 - 0.364(0.98 + 1) - 0.247 \times 0.98 \times 0.98} \right] = \mathbf{3.35m}$$

Suivant l'axe (z-z) :

$$K_c = K_{c1} = \frac{210600 \times 10^4}{3400} = 619411.76 \text{ mm}^3$$

$$K_{11}(\text{IPE360})=K_{12} = \frac{1043 \times 10^4}{3500} = 2980 \text{ mm}^3$$

$$n_1 = 0.99, n_2 = 0.99$$

$$L_{fz} = 3.40 \left[\frac{1+0.145(1+0.99)-0.265 \times 0.99 \times 0.99}{2-0.364(0.99+1)-0.247 \times 0.99 \times 0.99} \right] = 3.38 \text{ m}$$

•Plan (zz) : $\lambda_{y\bar{y}} = \left[\frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L_f}{i_y} = \frac{3.35 \times 10^3}{27.12 \times 10}}{93.9} = 0.13 < 0.2$ Pas de risque de flambement

•Plan (yy) : $\lambda_{z\bar{z}} = \left[\frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L_f}{i_z} = \frac{3.35 \times 10^3}{6.99 \times 10}}{93.9} = 0.54 > 0.2$ Il y'a un risque de flambement

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1 : Vérification de flambement « Poteau HEB 650 ».

Profilé	l_f / l_0		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	χ_{\min}	K_y	K_z		
HEB 650	0.98	0.02	0,9231	1.275	1.047	0.77	Vérifiée

VI.3.3 Poteaux HEB 600 (6,7,8^{eme} étage) :

Les efforts repris par le poteau sont :

$$M^{\max} = 379.15 \text{ KN.m}, M^{\text{cor}} = 104.89 \text{ KN.m}, N^{\text{cor}} = 715.08$$

Tableau VI.2 : Vérification de flambement « Poteau HEB 600 ».

Profilé	l_f / l_0		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	$l_{f,y} / l_0$	$l_{f,z} / l_0$	χ_{\min}	K_y	K_z		
HEB 600	3.214	1.00	0.9245	1.191	1.046	0.50	Vérifiée

VI.4 Vérification des poutres principales : (IPE 450)

La section IPE450 est de classe 01 en flexion simple

Vérification de la résistance :

•**Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{sd} = 38.39 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0} \sqrt{3}} = \frac{50.85 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1 \sqrt{3}} = 689.919 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38.39 \text{ KN} \leq 0.5 V_{rd} = 0.5 \times 689.919 = 344.95 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

•**Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 108.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{1702 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 399.97 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

•**Vérification au déversement :**

$$\text{On doit vérifier que : } M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m1}} \dots \dots \dots \text{ (I)}$$

Avec :

M_{bRd} : moment résistant

χ_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

λ_{LT} : est l'élancement réduit de l'élément donné par :

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]}} = \frac{\frac{4,8}{4,12 \times 10^2}}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{4,8}{\frac{450}{14,6}} \right)^2 \right]}} = 83,63$$

C1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement (C1= 1,132).

Donc : $\lambda_{LT} = 0,89 > 0,4$ (il ya un risque de déversement)

$$\Phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les profils laminés, donc $\phi_{LT} = 1,346$ et $\chi_{LT} = 0,42$

Donc : de (I) $\Rightarrow M_{sd} = 108,58 \text{ kN.m} > M_{bRd} = 178,71 \text{ kN.m}$ (*condition vérifiée*).

V.5 Vérification du système de contreventement :

Le contreventement de cette structure est assuré par des palées triangulées (2UPN300) en X et (2UPN400) en V. D'après l'article 8.4.2 de RPA99/ver2003, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

•Vérification à la traction (2UPN300 en X) :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m_0}}$

Où :

- Nsd : Effort normal maximum (traction).

- Ntrd : Effort normal plastique.

On a : $N_{sd} = 372,16 \text{ KN}$

$$N_{trd} = \frac{235 \times 58,80 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1,1} = 1256,1 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 372,16 \text{ KN} \leq N_{trd} = 1256,1 \text{ KN}$ Condition vérifié

•Vérification à la compression :(1UPN300 en X) :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{x \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

N_{sd} : Effort normal maximum dans les diagonales (compression).

$$f_y = 235 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

X : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer en fonction de λ .

$\bar{\lambda}$: L'élancement réduit.

$$L = 3.07 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L}{i_y}}{93.9\epsilon} = \frac{\frac{3.07 \times 10^3}{11.7 \times 10}}{93.9} = 0.27 > 0.2$$

$$\bullet \text{Plan (yy) : } \bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L}{i_z}}{93.9\epsilon} = \frac{\frac{3.07 \times 10^3}{2.90 \times 10}}{93.9} = 1.12 > 0.2$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300}{100} = 3 > 1.2 \\ tf = 16 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe yy} \rightarrow \text{courbe a} \\ \text{axe zz} \rightarrow \text{courbe b} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \alpha_{z,y} = 0,34 ,$$

$$\Phi = 0.5[1 + 0.34(1.12 - 0.2) + 1.12^2] = 1.28$$

$$X = 0.52$$

$$N_{crd} = \frac{0.52 \times 58.80 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 653.21 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 504.37 \text{ KN} \leq N_{crd} = 653.21 \text{ KN} \text{ Condition vérifié}$$

•Vérification à la traction (2UPN400 en V) :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m_0}}$$

Où :

On a : $N_{sd}=1286.84\text{KN}$

$$N_{trd} = \frac{235 \times 91.50 \times 10^2 \times 10^{-3}}{1.1} = 1954.77 \text{ KN}$$

$N_{sd}=1286.84\text{KN} \leq N_{trd} = 1954.77 \text{ KN}$ Condition vérifié

•Vérification à la compression : (IUPN400 en V) :

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

$L = 3.07 \text{ m}$

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L}{i_y}}{93.9\epsilon} = \frac{\frac{3.07 \times 10^3}{11.7 \times 10}}{93.9} = 0.27 > 0.2$$

$$\bullet \text{Plan (yy)} : \bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} \right] = \frac{\frac{L}{i_z}}{93.9\epsilon} = \frac{\frac{3.07 \times 10^3}{2.90 \times 10}}{93.9} = 1.12 > 0.2$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{100} = 4 > 1.2 \\ t_f = 18\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe yy} \rightarrow \text{courbe a} \\ \text{axe zz} \rightarrow \text{courbe b} \end{array} \right.$$

Avec : $\alpha_{zy} = 0,34$,

$$\Phi = 0.5 [1 + 0.34(1.12 - 0.2) + 1.12^2] = 1.28$$

$X = 0.52$

$$N_{crd} = \frac{0.52 \times 91.50 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1016.48 \text{ KN}$$

$N_{sd}=1057,5\text{KN} \leq N_{crd} = 1016.48 \text{ KN}$ Condition vérifié

V.6 Vérification des poutres secondaire : (IPE 360)

La section IPE360 est de classe 01 en flexion simple

•Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{sd} = 38.39 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_o} \sqrt{3}} = \frac{35.14 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1 \sqrt{3}} = 476.90 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38.39 \text{ KN} \leq 0.5 V_{rd} = 0.5 \times 476.90 = 238.45 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

•Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 108.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m_o}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6}}{1} = 239.465 \text{ KN.m} > M_{sd} \text{ (condition vérifiée)}$$

•Vérification au déversement :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{bRd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m1}}$ (I)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3.5}{3.79 \times 10^2}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{3.5}{3.79 \times 10^2}}{\frac{360}{12.7}} \right)^2 \right]}} = 83.63$$

Donc : $\lambda_{LT} = 0.89 > 0.4$ (il ya un risque de déversement)

$$\phi_{LT} = 1.346 \text{ et } \chi_{LT} = 0.42$$

de (I) $\Rightarrow M_{sd} = 108.58 \text{ kN.m} > M_{bRd} = 178.71 \text{ kN.m}$ (condition vérifiée).

V.7 Conclusion :

D'après les résultats et les vérifications calculées on ne déduit que chaque élément de notre structure satisfaisant vis-à-vis de la norme en vigueur.

Chapitre VII :

Etude des assemblages

VII.1 Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

VII.1.1 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Ces assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre présente étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé. Ce dernier présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

A. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites.

B. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

VII.2 Calcul des assemblages:

VII.2.1 Assemblages poutre – solive :

▪Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

Poutre IPE450:

$$\begin{cases} h = 450mm; b = 190mm; t_f = 15mm; t_w = 9mm; \\ A = 98.82cm^2 \end{cases}$$

Solive IPE 140 :

$$\begin{cases} h = 140mm; b = 73mm; t_f = 7mm; t_w = 5mm; \\ A = 16.43cm^2 \end{cases}$$

▪L'effort tranchant : $V_{sd} = 3.90 \text{ KN}$

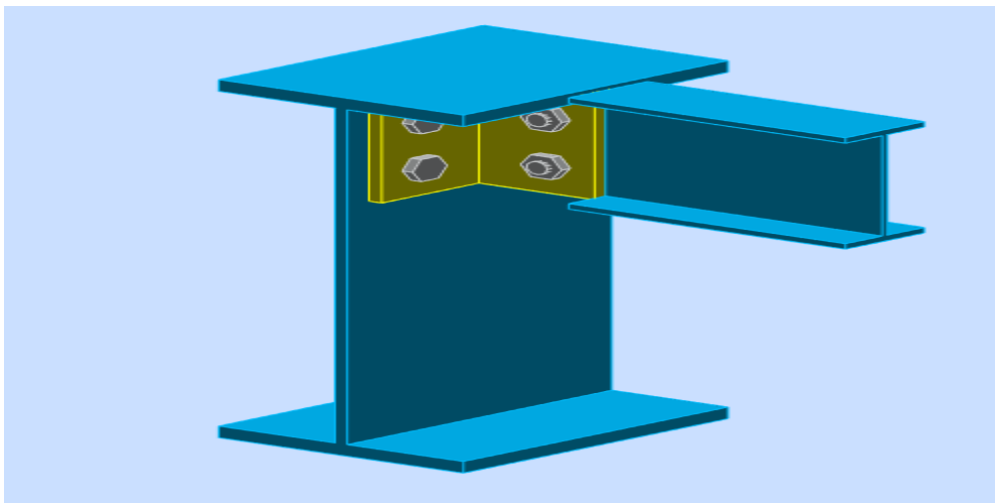


Figure VII.1: Assemblage poutre-solive.

▪**Epaisseur de la cornière :**

$$T^{\text{cor}} = \max (t_f^{\text{solive}} ; t_f^{\text{poutre}}) = 15 \text{ mm}$$

▪**Le choix des boulons :**

$$10\text{mm} \leq t \leq 25\text{mm} , d = (16,20,24) \text{ mm}$$

On choisit **4 boulons** de **16mm** de diamètre (**M16**) de classe **4.8**

$$M16 \Rightarrow d = 16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm}$$

▪**Disposition constructive des boulons :** (EC3.art.6.5.1.4)

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t,150\text{mm}) \quad 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 216 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t,200\text{mm}) \Rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t,150\text{mm}) \quad 27\text{mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t,200\text{mm}) \quad 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 210\text{mm}$$

Avec :

$$A \geq 0,6h \text{ (h est la hauteur de l'âme)}$$

$$A \geq 84 \text{ mm.}$$

▪**Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $F_{\text{vrd}}^* > V_{\text{sd}}$

$$F_{\text{vrd}} = 0,6 f_{\text{ub}} \cdot A_s / \gamma_{\text{Mb}} \quad (\text{EC.tab.6.5.3})$$

$$f_{\text{ub}} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad : A_s = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction} \quad : \gamma_{\text{Mb}} = 1,25$$

$$F_{\text{vrd}} = 0.6 \times 400 \times \frac{3.43}{1.25} = 82.32 \text{ KN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$82.32 \times 4 = 329,28 \text{ KN} > V_{sd} = 3.90 \text{ KN} \text{ condition est vérifiée}$$

• **Vérification de la pression diamétrale :**

On a une cornières 100x10

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} \text{ (EC3.tab.6.5.3)}$$

$$d=16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm} ; t = 10\text{mm} ; \gamma_{Mb} = 1,25 ; f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; e_1 = 65 \text{ mm} ;$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (1.2; 0.86; 1.11; 1) = 0.86$$

$$F_{brd} = 2.5 \times 0.86 \times 360 \times 16 \times \frac{10}{1.25} = 99.07 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a : $F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = 0.77 < F_{brd} = 99.07 \text{ KN}$ pression diamétrale est vérifiée

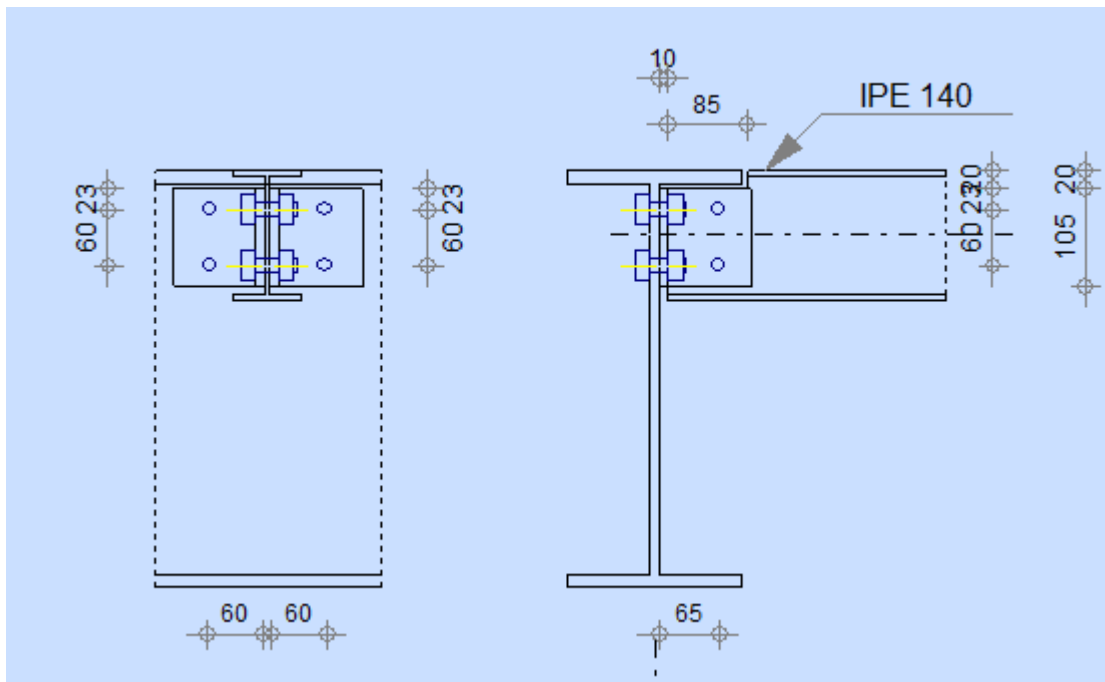


Figure VII.2 : Disposition d'assemblage poutre-solive.

VII.2.2 Assemblage Poteau-Poutre :

Poutre IPE450 :

$$\begin{cases} h = 450\text{mm}; b = 190\text{mm}; t_f = 15\text{mm}; t_w = 9\text{mm}; \\ A = 98.82\text{cm}^2 \end{cases}$$

Poteau HEB 700 :

$$\begin{cases} h = 700\text{mm}; b = 300\text{mm}; t_f = 32\text{mm}; t_w = 17\text{mm}; \\ A = 306.38\text{cm}^2 \end{cases}$$

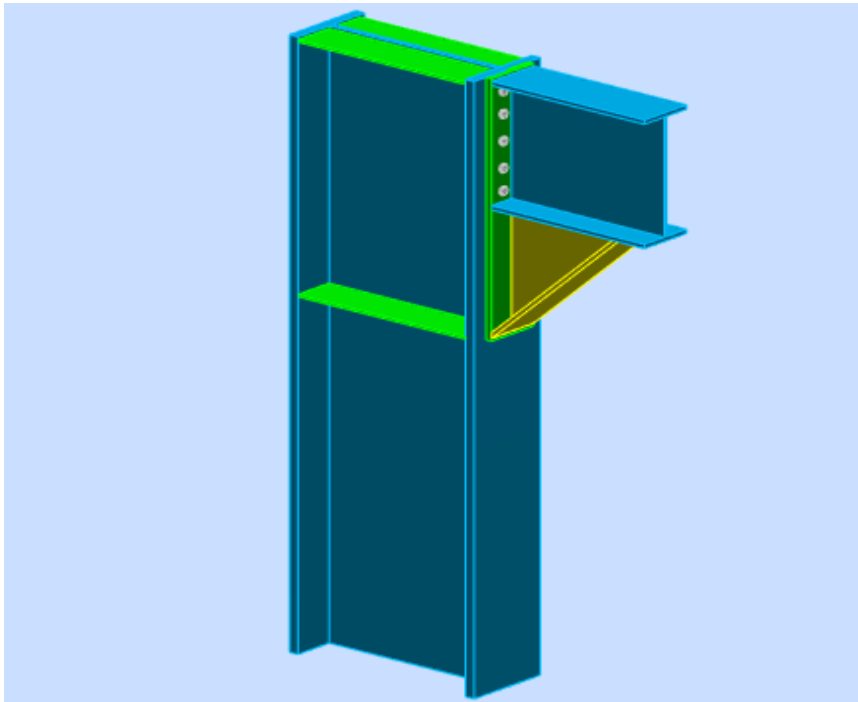


Figure VII.3: Assemblage poteau-poutre.

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **robot** « **ELU** »

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = 94.32\text{KN.m}$

- Un effort tranchant : $V_{sd} = 56.61\text{KN}$

▪Vérification de la soudure :

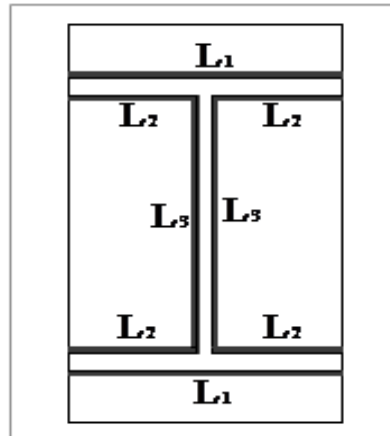


Figure VII.4 : Dispositions de cordons de soudure(poutre platine)

▪Les suppositions :

- On suppose que le moment **M** est repris uniquement par les cordons de soudure **1** et **2** ;
- On suppose que l'effort **V** est repris par le cordon de soudure **3** ;

$$C_M = \frac{M}{I_s} \times V^{max} \perp \text{a l'axe long du C.S}$$

$$\text{Les cordons frontaux} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\tau}{M} = 0 \\ \sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{CM}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$C_v = \frac{V}{2I_3 a} // \text{a l'axe long du C.S}$$

$$\text{Les cordons latéraux} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_V = \tau_{\perp V} = 0 \\ \sigma_{/V} = \frac{v}{2I_3 a} \end{array} \right.$$

σ : Contrainte normale perpendiculaire au plan de la gorge de la soudure.

τ_T : Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, perpendiculaire à l'axe de la Soudure.

$\tau//$: Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, parallèle à l'axe de la soudure.

La nuance d'acier utilisé est S275 donc :

$$\beta_w = 0.8$$

$$\gamma_{MW} = 1.25$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$t_f = 15 \text{ mm}$$

$$a = 8 \text{ mm}$$

$$h = 450 \text{ mm}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant (art.6.6.5.3):**

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times l_3 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{MW}} = \frac{\sqrt{2} \times 420 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 123.45 \text{ KN}$$

$$V \leq V_{adm} \text{ Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification du moment (EC3.art.6.9.6.3) :**

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h}$$

$$I_s = 2 \cdot a \cdot l_1 \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4 \cdot l_2 \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

$$M = 94.32 \text{ KNm};$$

$$I_s = 4.329 \times 10^8 \text{ mm}^4;$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 4.329 \times 10^8 \times 360}{0.8 \times 1.25 \times 450} = 479.63 \text{ KNm};$$

$$M \leq M_{adm} \text{ Condition vérifiée}$$

▪ **Disposition constructive des boulons : (EC3.art.6.5.1.4)**

On choisit **10 boulons de 16mm** de diamètre (**M16**) de classe **10.9**

$$M16 \Rightarrow d = 16 \text{ mm} \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 384 \text{ mm} \quad e1 = 90$$

$$39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \quad p1 = 80$$

$$22.5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 384 \text{ mm} \quad e2 = 90$$

$$54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm} \quad p2 = 95$$

On choisit une platine de (920 ; 190 ; 20)

▪ **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement) Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{MSult}} ;$$

$k_s=1$ les trous ont, dans toutes les plaques des tolérances nominales normales.

$\mu=0,3$ Pour les surfaces de la classe C (surface nettoyées par brossage métallique)

$\gamma_{MSult}=1,25$ Pour l'état limite ultime.

$F_{tsd} = F_{M1}$ Avec F_{tsd} : effort de traction

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \text{ Avec } F_{vsd} : \text{effort de cisaillement}$$

n_b : Nombre des boulons, $n_b = 10$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

Remarque :

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

▪ **Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_{\max}}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$d1=45\text{mm}$, $d2=165\text{mm}$, $d3=285\text{mm}$, $d4=405\text{mm}$

$$\sum d_i^2 = 274500 \text{ mm}^2 = 0,275 \text{ m}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 124 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$\text{Boulons M16} \Rightarrow A_s = 24.58 \text{ mm}^2$$

$$F_p = 17.206 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot nb} = 19,14 \text{ KN}$$

$$F_{sRd} = 37,22 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 19,14 \text{ KN} \leq F_{sRd} = 37,22 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Résistance de l'âme du poteau en traction:**

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t.Rd}$

$$F_{t.Rd} = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_w : épaisseur d'ame de poteau = 17 mm , b_{eff} : entraxe · rangées · boulons = 90 mm

$$F_{t.Rd} = 235 \times 17 \times \frac{90}{1,25} = 169,2 \text{ KN} \quad F_t \geq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = 216.827 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée donc il est nécessaire d'ajouter un raidisseur

Soit un raidisseur d'épaisseur $t_h=8\text{mm}$

$$F_{t.Rd} = 235 \times (17 + 8) \times \frac{90}{1,25} = 423 \text{ KN}$$

$$F_{t.Rd} = 287.647 \text{ KN}$$

▪Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que : $Fv \leq Vr$

$$Vr = \frac{0,58 \times fy \times hp \times twc}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 700$ mm.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 17$ mm

$$VR = \frac{0,58 \times 235 \times 700 \times 17}{1.1} \times 10^{-3} = 1474.52KN$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$Fv = \frac{M}{h-tf} = 216.82 kN$$

$Fv = 216.82kN < VR = 1474.52KN$ Condition vérifiée

▪Résistance de l'âme de poteau en compression :

Condition à vérifier : $F_C \leq F_{C,Rd}$

$$F_{C,Rd} = Fy \cdot Twc \cdot \left(1.25 - 0.5 \gamma_{m0} \cdot \frac{\sigma_n}{fy}\right) \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n \frac{Vsd}{A_{pot}} + \frac{Msd}{W_{el,y}} = \frac{94.32 \times 10^6}{7340 \times 10^3} + \frac{56.61 \times 10^3}{306.4 \times 10^2} = 14.69 MPa$$

t_{fp} : Épaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine extrémité.

r_c : Rayon de raccordement âme / semelle de poteau.

AN :

$$B_{eff} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) = 381 \text{ mm}$$

$$F_{C,Rd} = 275.17 \cdot \left(1.25 - 0.51 \cdot \frac{14.69}{275}\right) \cdot \frac{381}{1} = 2178.89 \text{ KN}$$

$$F_C = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{94.32}{381} = 247.55 \text{ KN}$$

$F_C = 247.55 \text{ KN} \leq F_{C,Rd} = 2178.89 \text{ KN}$ Condition vérifiée

VII.2.3 Contreventement en X :

▪ Effort tranchant :

L'effort tranchant repris par 2UPN300 est : $V_{sd} = 744.32 \text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 372.16 \text{ KN}$

Nombres et diamètres des boulons Une UPN 300

- Section Brute UPN : $A = 5880 \text{ mm}^2$

- Section nette minimale : $A_n = \frac{V_{sd}}{F_y} = \frac{372.16 \times 10^3}{275} = 1253.30 \text{ mm}^2$

- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 5880 - 1253.30 = 4626.7 \text{ mm}^2$

Soit $d_0 = 22 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 2 mm , à des boulons de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et de class 10.9.

▪ Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot F_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 1000 \text{ MPa}$, $A_s = 1390 \text{ mm}^2$, $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot 1000 \cdot \frac{1390}{1.25} \times 10^3 = 66.72 \text{ Kn}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{v,sd}} = \frac{372.16}{66.72} = 5.57 \Rightarrow N = 6$$

▪ Disposition des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow e_1 = 60$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow p_1 = 150$$

▪Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$

$$F_{b.rd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$d = 20\text{mm}$, $d_0 = 22\text{mm}$, $t = 10\text{ mm}$, $\gamma_{Mb} = 1.25$, $f_u = 405\text{MPa}$

$$\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1\right\} = \{0.90, 0.02, 1\} \Rightarrow \alpha = 0.90$$

$$F_{b.rd} = 2.5 \cdot 0.90 \cdot 405 \cdot 20 \cdot \frac{10}{1.25} = 145.8\text{KN} > F_{v.sd} = \frac{372.16}{3} = 124.05\text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

▪Attache de 2UPN300 sur un gousset au niveau d'intersection :

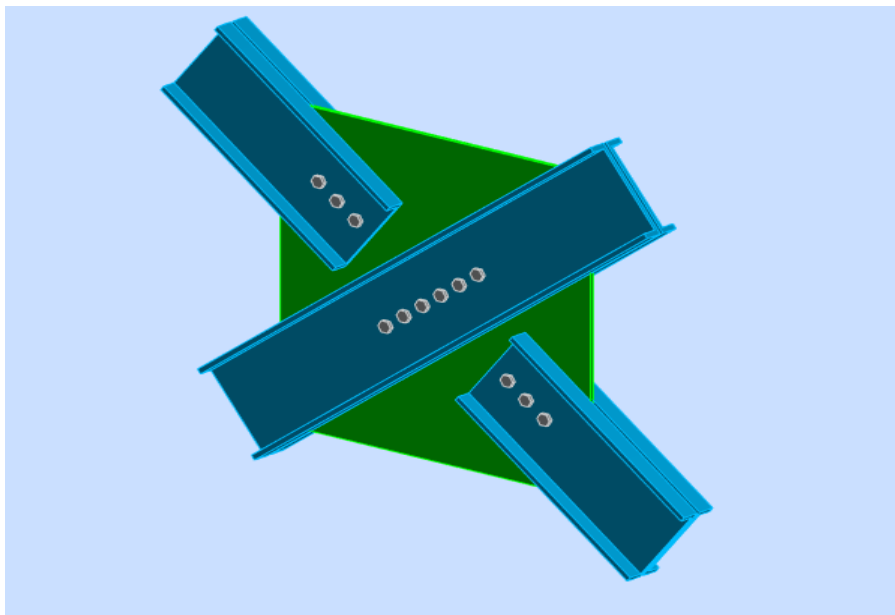


Figure VII.5 : Attache de 2UPN300.

▪Effort tranchant :

L'effort tranchant repris par 2UPN300 est : $V_{sd} = 744.32\text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 372.16\text{ KN}$

Nombres et diamètres des boulons Une UPN 300

- Section Brute UPN : $A = 5880\text{ mm}^2$

- Section nette minimale : $A_n = \frac{V_{sd}}{F_y} = \frac{372.16 \times 10^3}{275} = 1253.30 \text{ mm}^2$

- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 5880 - 1253.30 = 4626.7 \text{ mm}^2$

Soit $d_0 = 22 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 2 mm , à des boulons de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et de class 10.9.

▪ Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot F_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 1000 \text{ MPa}$, $A_s = 1390 \text{ mm}^2$, $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot 1000 \cdot \frac{1390}{1.25} \times 10^3 = 66.72 \text{ Kn}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{v,rd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{v,rd}} = \frac{372.16}{66.72} = 5.57 \Rightarrow N=6$$

Disposition des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow e_1 = 60$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t, 200) \Rightarrow p_1 = 150$$

▪ Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$d = 20 \text{ mm}$, $d_0 = 22 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$, $\gamma_{Mb} = 1.25$, $f_u = 405 \text{ MPa}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right\} = \{0.90, 0.92, 1\} \Rightarrow \alpha = 0.90$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \cdot 0.90 \cdot 405 \cdot 20 \cdot \frac{10}{1.25} = 145.8 \text{ KN} > F_{v,rd} = \frac{372.16}{3} = 124.05 \text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

VII.2.4 Contreventement en V :

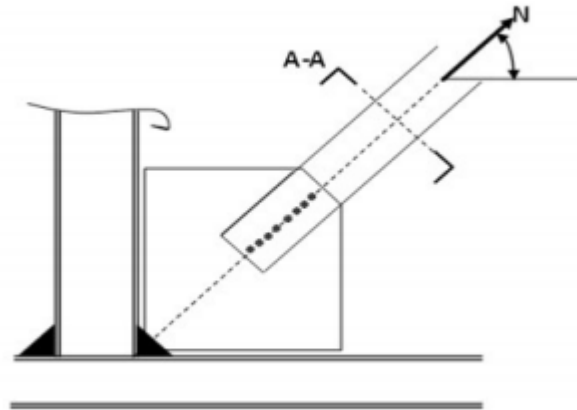


Figure VII.6 : Assemblage poteau – diagonale.

▪Effort tranchant :

L'effort tranchant repris par 2UPN400 est : $V_{sd} = 1621.48 \text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 810.74 \text{ KN}$

Nombres et diamètres des boulons Une UPN 400

- Section Brute UPN : $A = 17997 \text{ mm}^2$

- Section nette minimale : $A_n = \frac{V_{sd}}{F_y} = \frac{810.74 \times 10^3}{275} = 2948.14 \text{ mm}^2$

- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 17997 - 2948.14 = 15048.86 \text{ mm}^2$

Diamètre maximal de perçage $d_o = \frac{\Omega}{t} = \frac{2948.14}{10} \Rightarrow d_o = 29.481 \text{ mm}$

Soit $d_o = 30 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 3 mm , à des boulons de diamètre $d = 27 \text{ mm}$ et de classe 8.8.

▪Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot F_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 8000 \text{ MPa}$, $A_s = 459 \text{ mm}^2$, $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot 800 \cdot \frac{459}{1.25} \times 10^3 = 176.256 \text{ Kn}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{v.sd}} = \frac{810.7}{176.256} = 4.59 \Rightarrow N=5$$

Disposition des boulons :

$$e_1 = 100, p_1 = 200$$

Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$

$$F_{b.rd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$$d = 27 \text{ mm}, d_0 = 30 \text{ mm}, t = 10 \text{ mm}, \gamma_{Mb} = 1.25, f_u = 405 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \min\{1.11, 2.22, 1\} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b.rd} = 2.5 \cdot 1 \cdot 405 \cdot 27 \cdot \frac{10}{1.25} = 218.7 \text{ KN} > F_{v.sd} = \frac{810.74}{5} = 162.14 \text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

▪ **L'attache de la diagonale 2UPN (400) avec le poutre IPE360 :**

▪ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant repris par 2UPN400 est : $V_{sd} = 1621.48 \text{ KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $V_{sd} = 810.74 \text{ KN}$

Nombres et diamètres des boulons Une UPN 400

- Section Brute UPN : $A = 17997 \text{ mm}^2$

- Section nette minimale : $A_n = \frac{V_{sd}}{F_y} = \frac{810.74 \times 10^3}{275} = 2948.14 \text{ mm}^2$

- Section de perçage : $\Omega = A - A_n = 17997 - 2948.14 = 15048.86 \text{ mm}^2$

Diamètre maximal de perçage $d_o = \frac{\Omega}{t} = \frac{2948.14}{10} \Rightarrow d_o = 29.481 \text{ mm}$

Soit $d_0 = 30 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 3mm, à des boulons de diamètre $d = 27 \text{ mm}$ et de classe 8.8.

▪**Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :**

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot F_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $F_{ub} = 8000 \text{ MPa}$, $A_s = 459 \text{ mm}^2$, $\gamma_{mb} = 1.25$

$$F_{v,rd} = 0.6 \cdot 800 \cdot \frac{459}{1.25} \times 10^3 = 176.256 \text{ Kn}$$

Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{N_{sd}}{F_{v,rd}} = \frac{810.7}{176.256} = 4.59 \Rightarrow N=5$$

Disposition des boulons :

$$e_1 = 100 \text{ , } p_1 = 200$$

Vérification de la pression diamétrale :

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{mb}}$$

$d = 27 \text{ mm}$, $d_0 = 30 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$, $\gamma_{Mb} = 1.25$, $f_u = 405 \text{ MPa}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} , \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} , \frac{F_{ub}}{F_u} \text{ ou } 1 \right\} = \{ 1.11 , 2.22 , 1 \} \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \cdot 1 \cdot 405 \cdot 27 \cdot \frac{10}{1.25} = 218.7 \text{ KN} > F_{v,rd} = \frac{810.74}{5} = 162.14 \text{ KN}$$

Alors la résistance de l'assemblage est vérifiée.

VII.2.5 Assemblage poteau-poteau : (HEB700-HEB700) :

Données de calcul:

$$\begin{cases} N_{sd} = 1352.93 \text{ KN} \\ M_{sd} = 166.89 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 123.95 \text{ KN} \end{cases}$$

▪**Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû à Msd) :**

$$NM = \frac{166.89}{700 - 32} = 249.83 \text{ KN}$$

▪Valeur de l'effort normal dans la semelle (dû à Nsd) :

$$N_n = N_{sd} \times \frac{b \times t_f}{A} = 1352.93 \times \frac{300 \times 32}{306.4 \times 10^2} = 737.21 \text{ KN}$$

▪Effort normale total :

$$N_T = N_M + N_n = 737.21 + 249.83 = 987.04 \text{ KN}$$

▪Vérification de la résistance au glissement :

On choisit des boulons HR de diamètre de 20mm (M22) de classe 10.9

$$F_{pcd} = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = K_s \times n_F \times \mu \times \frac{F_{pcd}}{\gamma_{m_0}} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$n \geq \frac{N_T}{F_{srd}} = \frac{737.21}{41.16} = 17.91, \text{ On prend 18 boulon.}$$

▪Disposition constructive des boulons :

Les conditions de la disposition constructive sont :

– Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm}, p_2 = 65 \text{ mm}$$

Pince longitudinale :

$$e_1 = 78 \text{ mm}, e_2 = 35 \text{ mm}$$

▪Vérification de la pression diamétrale :

On a une Platine (400x350x15)mm³

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25 ; f_u = 405 \text{ N/mm}^2 ; e_1 = 78 \text{ mm} ; p_1 = 65 \text{ mm} ; d_0 = 22 \text{ mm} ; t = 15 \text{ mm} ; d = 20$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0 ; p_1/3d_0 - 1/4 ; f_{ub}/f_u ; 1) = \min (1.18 ; 0.73 ; 2.46 ; 1) = 0.73$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,73 \times 405 \times 20 \times \frac{15}{1.25} = 177.39 \text{ KN}$$

Pour un boulon on à :

$$F_{vsd} = \frac{V_s}{18} = 6.88 < F_{brd} = 177.39 \text{ kN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la contrainte de traction dans la semelle :**

$$A_{brut} = b \times t_f = 300 \times 32 = 9600 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 4d) \times t_f = (300 - 4 \times 20) \times 32 = 3840 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{NT}{A_{net}} = \frac{987.04}{3840} = 254.69 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa condition vérifiée}$$

▪ **Résistance de l'assemblage sous l'effort de glissement :**

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \cdot n_f \cdot \mu \cdot (F_{pc})}{\gamma_{Ms}} = \frac{1.1 \cdot 0.3 \cdot 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{810.74 \times 10^3}{18} = 6.88 \text{ KN}$$

$$F_{pc} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5 \text{ KN}$$

Avec :

- $K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- $\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- $n = 1$ Nombre d'interfaces de frottement ;
- $\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$F_{v,sd} = 6.88 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 41.16 \text{ KN} \ll \text{Condition vérifiée} \gg$$

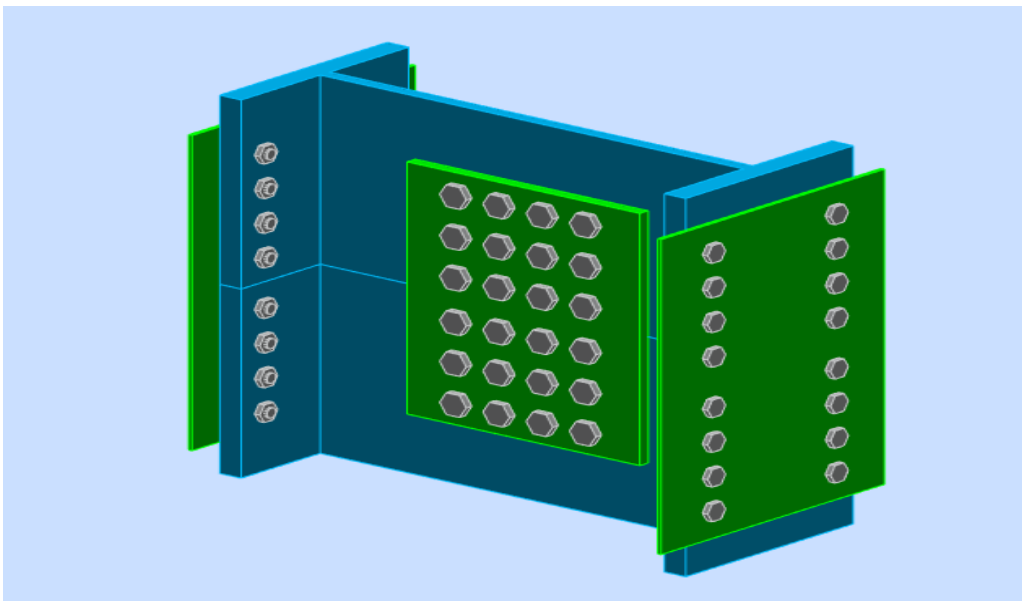


Figure VII.7. Assemblage poteaux – Poteaux (HEB700- HEB700).

VII.2.6 Calcul des pieds de poteau encastre:

Un pied de poteau doit résister aux effets des charges de calcul, les tiges d'ancrage ont pour but d'assurer la résistance en traction vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexion. Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M , qui est équivalent à un effort N excentré de $e = \frac{M}{N}$.

-Effort de traction sollicitant les boulons de gauche : $T = A \cdot \sigma_a$

-Effort de compression sollicitant le béton sous la platine : $C = \frac{1}{2} b h' \sigma_b$

- n est le coefficient d'équivalence acier-béton $n = \frac{E_a}{E_b}$

Donc : $\sigma_a = n \sigma_b \cdot \frac{h-h'}{h'}$

L'équilibre des forces $N+T=C$ et celui des moments

$$C \left(h - \frac{h'}{3} \right) = Nl = (C-T)l$$

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, avec $n=15$:

$$h'^3 + 3(1-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

La résolution permet d'obtenir h' , et par la suite de vérifier σ_a et σ_b

$$\sigma_a = \frac{N \left(l - h + \frac{h'}{3} \right)}{A \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

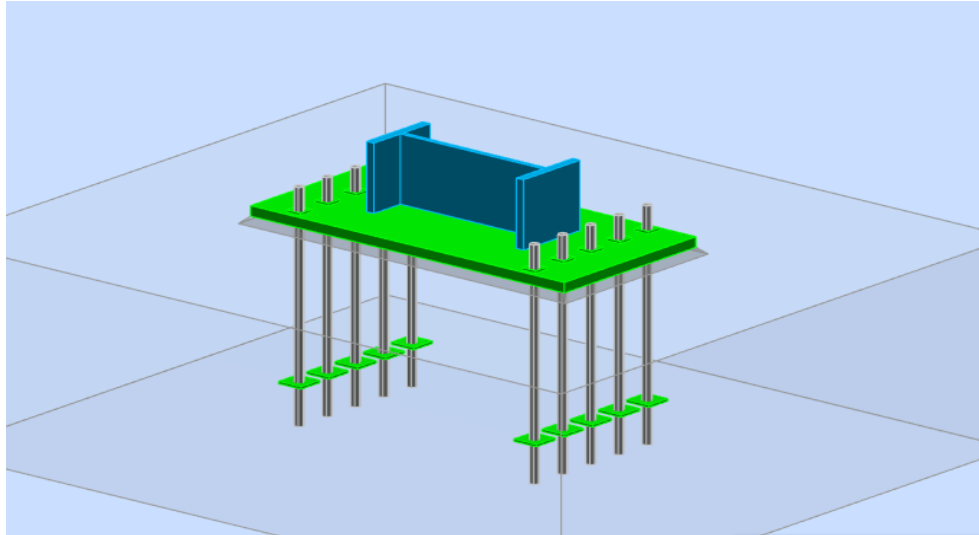


Figure VII.8: positionnement des tiges.

▪ **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$A = 8,17.5 = 40.85 \text{ cm}^2$ (section d'une file de boulons)

- $l = 280 \text{ cm}$
- $h = 90 \text{ cm}$
- $b = 240 \text{ cm}$

L'équation du 3e degré en h' s'écrit :

$$h'^3 + 570h'^2 + 4289.25h' - 386032.5h = 0$$

L'équation a pour solution $h' = 22.16 \text{ cm}$

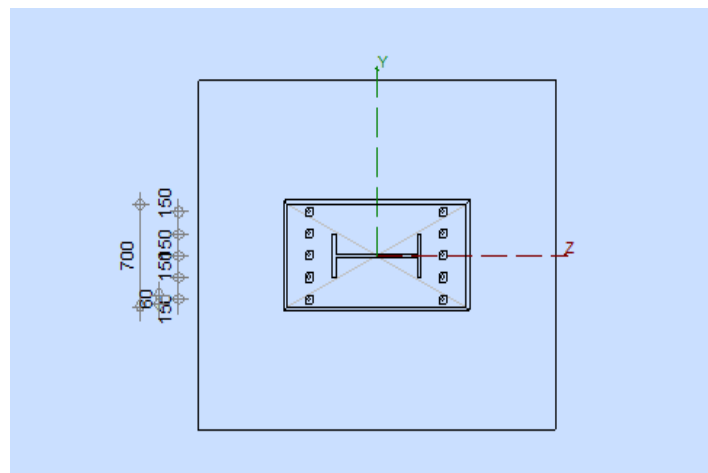


Figure VII.9: Disposition d'assemblage de pieds de poteau .

▪**La contrainte de compression sur le béton :**

$$\sigma_b = \frac{2 \times 390.50 \times 10^3 \times 280}{240 \times 22.16 \left(90 - \frac{22.16}{3}\right)} = 497.71 \leq f_{ub}$$

▪**Vérification des goujons à la traction :**

$$\sigma_a = \frac{390.50}{40.85} \frac{280 - 90 + \frac{22.16}{3}}{90 - \frac{22.16}{3}} = 228.40 \leq f_y$$

Soit : $1,25\sigma_a < f_y$

▪**Calcul de l'épaisseur de la platine :**

Les moments correspondants, pour une bande de largeur 1 cm et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 497.7 \times 17.5 \times \frac{0.175}{2} = 762.103 \text{ daN.m}$$

$$M_2 = \left(\frac{392.71}{2}\right) \times \left(\frac{0.175}{3}\right) = 11.454 \text{ daN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 750.649 \text{ daN.m}$$

Le moment d'inertie de la platine pour $b=1\text{cm}$ est : $I/V = t^2/6$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$M/W_{el} = 750.649 / t^2 \leq f_y, \text{ d'où } t \geq 2.72 \text{ cm}$$

▪**Vérification dans la section 2-2 :**

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$\text{D'où : } 762.10/t^2 \leq f_y, \text{ soit } t \geq 2.77 \text{ cm}$$

▪**Vérification dans la section 3-3 :**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment $M=0,10 \text{ T daNm}$

$$T = A \cdot \sigma_a = 9327.85 \text{ daN.m}$$

$$M = 932.7 \text{ daN.m}$$

$$W_{el} = 50 t^2/6$$

Il faut donc vérifier que :

$$932.7/(50t_2) \leq f_y \text{ soit : } t \geq 14\text{cm}$$

En conclusion, on sélectionnera une platine de 2.8 cm d'épaisseur (section 2-2 la plus défavorable). Compte tenu de la forte épaisseur de tôle, on préférera une platine plus mince avec des raidisseurs.

•Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N=163.40\text{KN}$$

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur ;

- ✓ La longueur de scellement (l_1).
- ✓ Le rayon de courbure (r).
- ✓ Le retour de courbure (l_2).
- ✓ L'effort admissible $N_{add} \geq N_{app}$

Avec:

$$l_1 > r > l_2$$

Effort admissible : (CM66.art.5.123)

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Avec:

Ø36 diamètre de la tige.

$$g_c = 350\text{Kg} / \text{m}^3 = 350\text{dan} / \text{m}^3$$

$$l_1 = 3\phi = 108\text{mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 720\text{mm}$$

$$l_3 = 180$$

$$d_1 = 175\text{mm}$$

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{36}{\left(1 + \frac{36}{175} \right)} (108 + 3.5 \times 720 + 3.5 \times 180)$$

$$N_a = 33560.48N$$

$$N_{sd} = 163.40KN < N_{ad} = 33560.48KN$$

•Vérification de la tige a la traction :

$$N_{sd} \leq \min\{Ft. rd ; Fb. rd\}$$

$$Ft. rd = \frac{0.9.As.fub}{\gamma m1} = \frac{0.9.8.17.400}{1.5} = 196.08 \text{ KN}$$

$$F_{bd} = \frac{0.3 \times \sqrt{fck}}{\gamma m1} = \frac{0.3 \times \sqrt{20}}{1.5} = 0.894 \text{ MPa}$$

$$F_{brd} = \pi \emptyset (l_1 + l_2 + l_3) f_{bd} = \pi \times 36 (108 + 720 + 180) \times 0.894$$

$$F_{brd} = 171.91 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 163.40 \text{ KN} < F_{brd} = 171.91 \text{ KN}$$

VII.3 Conclusion :

D'après les résultats obtenus par le Robot et les vérifications calculées manuellement, on ne déduit que chaque assemblage de notre structure satisfaisant vis-à-vis les normes en vigueur.

Chapitre VIII:

Etude des fondations

VIII. 1 Introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VIII.2 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

- Les charges et surcharges transmises par la structure.
- La capacité portante du sol.
- La distance entre les axes des poteaux.

Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

VIII.3 Semelles isolée :

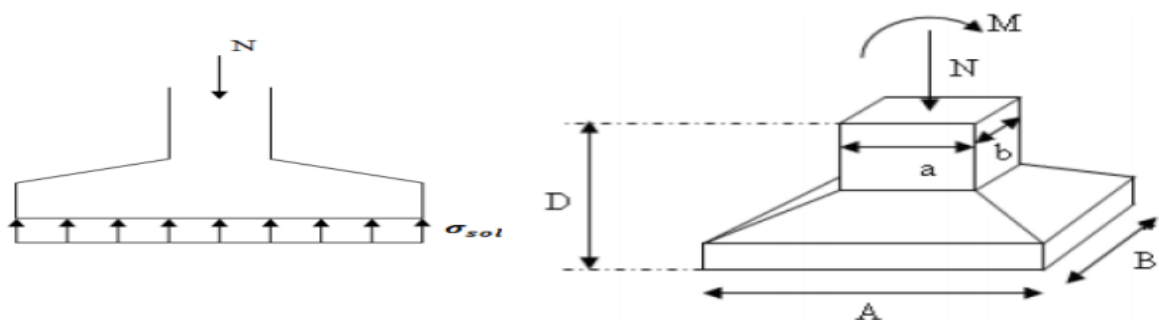


Figure VIII.1: Schéma des Semelles isolée sous poteaux.

$$N=1609.90 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A = \sqrt{S} ; \sigma_{\text{sol}} = 2.0 \text{ bars.}$$

Le calcul se fait pour le nœud le plus sollicité ayant l'effort normal maximum à L'ELS.

$$S_{\text{semelle}} = \frac{1609.90}{200} = 8.04 = 8\text{m}^2$$

$$A = B = \sqrt{S} = 2.82\text{m}$$

Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) : Il faut vérifier que : $L_{\text{min}} > 1,5B$

Tel que L_{min} l'entraxe minimum entre deux poteaux:

$$\text{On a } 1.5 B = 4.25\text{m} > 3\text{m} \text{ non vérifiée.}$$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.4 Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que:

$$N = \sum N_i$$

$$S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{\text{sol}}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII.1: Efforts à la base de la structure sens x-x.

File	cob	Ns (kn)	L(m)	B(m)	B choisi	S(m ²)
1	ELS	806.44	29.10	0.14	1	29.10
2	ELS	946.85	29.10	0.16	1	29.10
3	ELS	1448.16	29.10	0.25	1	29.10
4	ELS	1475.39	29.10	0.25	1	29.10
5	ELS	1539.59	29.10	0.26	1	29.10
6	ELS	1609.90	29.10	0.28	1	29.10
7	ELS	1537.83	29.10	0.26	1	29.10
8	ELS	1444.31	29.10	0.25	1	29.10
9	ELS	945.79	29.10	0.16	1	29.10
10	ELS	807.06	29.10	0.14	1	29.10
S-Total						291

On doit vérifier que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{291}{460.64} = 63\% < 50\% \quad (\text{non vérifiée})$$

VIII.5 Radier général:

VIII.5.1 Pré dimensionnement de la dalle :

$$\text{Surface du radier} = S_r = \frac{N_s}{\sigma}$$

Ns = l'effort normal total à l'ELS

$$\sigma_s = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surface du radier} = S_r = 138.82 \text{ m}^2$$

$$\text{Où : } S_r \geq S_{\text{bloc}} \text{ avec } S_{\text{bloc}} = 460.64 \text{ m}^2$$

On adopte la surface du bloc + un débord de 50 cm sur le périmètre du bâtiment

$$S_r = (\text{longueur du bâtiment} + 1) \times (\text{largeur du bâtiment} + 1) = 585.445 \text{ m}^2$$

▪Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93[4], la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

V_u : effort tranchant à l'ELU

$$V_u = \frac{ql}{2}$$

q : la charge uniformément répartie sur le radier pour une bande de 1m.

$$q = \frac{N_u \times 1}{s_r} = 65.52 \text{ KN/m}$$

Donc : $V_u = 157.24 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h}$$

$$h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{110.85}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = 0.069 \text{ m}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

▪Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre 2 portiques parallèles.

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

- I : moment d'inertie de la nervure.
- E : module d'élasticité du béton.

- **B** : largeur de la nervure prise égale à la largeur **b** du poteau.
- **K** : coefficient de raideur du sol. (Dans notre cas on a un sol moyen, $K=4 \text{ Kg/cm}^3$).

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}, \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{D'où } L_e^4 = \frac{4Eh^3}{12K} = \frac{Eh^3}{3K}$$

$$L_e^4 \geq \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4$$

$$\frac{Eh^3}{3K} \geq \frac{16L_{max}^4}{\pi^4}$$

$$h^3 \geq \frac{48L_{max}^4 k}{E\pi^4} \rightarrow h \geq 68.82 \text{ cm}$$

La hauteur trouvée est importante, donc on choisit un radier nervuré.

VIII.5.2 Pré-dimensionnement du radier nervuré :

•Dimensions des nervures :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = 48\text{cm}, \quad \text{on prend } h_p = 60 \text{ cm}$$

Largeur de nervure :

$$b_p = \frac{h_p}{2}$$

Remarque : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des charges au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

- L'épaisseur de la dalle :

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = 24\text{cm}, \quad \text{on prend } h_{dalle} = 30 \text{ cm}$$

•Calcul des sollicitations :

$$G_{structure} = 21921.95\text{KN}$$

$$Q_{structure} = 5843.79 \text{ KN}$$

• **Les combinaisons de calcul :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 38360.32 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 27765.74 \text{ KN}$$

• **Caractéristiques géométriques du radier :**

- **Position du centre de gravité:**

$$x_G = 13.35 \text{ m}$$

$$y_G = 9.58 \text{ m}$$

- **Moments d'inerties:**

$$I_{xx} = 82984828.18 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 283798051.34 \text{ m}^4$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 : $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$ Avec:

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de l'Ancrage de la structure.

Sens x-x:

$$M_0=387681.35\text{kNm} ; V_0=6117.50 \text{ kN} ; h=3\text{m}$$

$$\text{Donc: } M_R=406033.85\text{KN.m}$$

$$N=N_G+N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G=N_{G1}+N_{G2}$$

- N_{G1} : Poids propre de la structure.
- N_{G2} : Poids propre du radier.
- N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

$$\text{On a: } N_{G1}= 21921.95 \text{ KN}$$

$$N_{G2}= 10961.96\text{KN}$$

$$N_Q=5843.79 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } N=38727.7 \text{ kN}$$

$$M_s=N.y_G=371011.366 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.6 > 1,5 \quad \text{Vérifiée}$$

Sens y-y:

$$M_0=301681.99\text{kNm} ; V_0=6117.50\text{kN} ; h=3\text{m}$$

$$\text{Donc: } M_R=320033.85\text{KNm}$$

$$M_s=N.x_G=517014.795\text{KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.615 > 1,5 \quad \text{Vérifiée}$$

Conclusion:

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VIII.5.3 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{387681.35}{38727.7} = 7.17m < \frac{29.10}{4} = 7.27m$$

Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{301681.99}{38727.2} = 3.70m < \frac{18.45}{4} = 4.61m .$$

VIII.5.4 Calcul et Vérification des Contraintes :

Les contraintes du sol sont données par:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2),

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

Avec :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

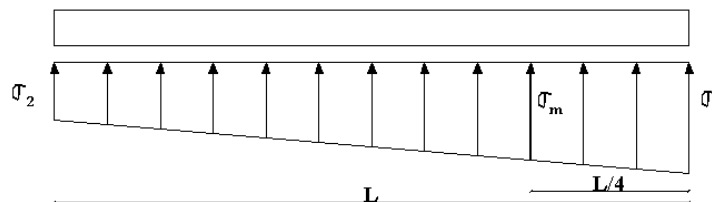


Figure VIII.2: Distribution des contraintes sous le radier.

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

a. ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 53158,963 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 387681,35 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 30168,99 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VIII.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<i>Sens x-x</i>	119.38	62.22	105.09
<i>Sens y-y</i>	91.95	62.22	113.98
<i>Vérification</i>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

b. ELS:

$$N_{ser} = 38727,7 \text{ kN}$$

Tableau VIII.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<i>Sens x-x</i>	94.730	37.57	89.83
<i>Sens y-y</i>	66.80	65.50	53.18
<i>Vérification</i>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc Il n'y a pas de risque de soulèvement.

VIII.5.5 Ferrailage du radier :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y M_x$

Dans le sens de la petite portée :

Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$.

Moment sur appuis : $M_{ax} = -0,5 \cdot M_x$.

Dans le sens de la grande portée:

$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$.

$M_{ay} = -0,5 \cdot M_x$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{38360.23}{585.445} = 65.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{27765.74}{585.445} = 47.42 \text{ KN/m}^2$$

On a pour le panneau le plus sollicité :

A ELU : $v=0$ **Tableau VIII.4:** Calcul des moments.

Panneaux	L_x	L_y	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
	(m)	(m)				(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
ELU	3	4.8	0.625	0.081	0.305	47.76	35.82	14.56	10.92	-23.88	-23.88
ELS	3	4.8	0.625	0.086	0.476	36.70	27.52	11.1	8.32	-18.35	-18.35

Calcul des sections d'armatures :

$$b = 100\text{cm}, h = 30\text{cm}, d = 0,9xh = 27\text{cm}$$

•Le ferrailage à L'ELU :

Tableau VIII.5: Ferrailage du radier a L'ELU.

	sens x		sens y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (KN.m)	-23.88	35.82	-23.88	10.92
μ_b	0.02	0.03	0.02	0.01
α	0.025	0.038	0.025	0.012
Z (mm)	267.3	265.89	267.3	268.70
$A_s(\text{mm}^2)$	205.47	309.84	205.47	309.84
$A_{s(\text{min})}(\text{cm}^2)$	2.60	2.60	2.60	2.60
choix (armature)	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A_s choix (cm^2)	4.52	4.52	4.52	4.52
Esp (cm)	20	15	20	15

•Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau VIII.6: Vérification à l'ELS.

		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴) (10 ⁶)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	CDT
Sens-X	travée	25.52	6.05	22.65	0.06	0.35	C.V
	appuis	-18.35	6.05	22.65	0.004	0.25	C.V
Sens-Y	travée	8.32	6.05	22.65	0.002	0.115	C.V
	appuis	-18.35	6.05	22.65	0.04	0.25	C.V

•Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau VIII.7: Vérification de la contrainte tangentielle du béton.

	Suivant x	Suivant y
V	$\frac{P \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = 40.64 \text{ KN}$	$\frac{P \times L_x \times L_y}{3 \times L_y} = 113.808 \text{ KN}$
τ _u	0.15	0.42
τ̄ _u	$\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$	
τ _u ≤ τ̄ _u	CV	CV

•Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

•Ferrailage du débord :

$b = 1\text{ m} ; h = 0,3\text{ m} ; d = 0,27\text{ m} ; L = 0,5\text{ m}$

$q_u = 65.52\text{ KN/m}$

$q_{ser} = 47.42\text{ KN/m}$

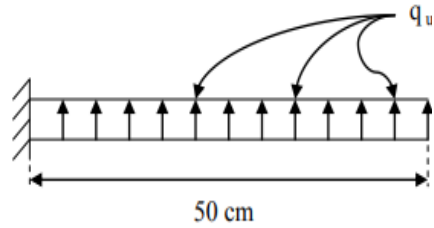


Figure VIII.3: Poussée des terres sur le débord

•Calcul à l'ELU :

$M_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = 16.38\text{ KN.m}$

Tableau VIII.8: Ferrailage du débord à L'ELU.

Mu (KN.m)	μ_b	α	Z (mm)	As (mm ²)
16.38	0.01	0.012	268.70	140.12

•Calcul à l'ELS :

$M_u = \frac{q_s \cdot l}{2} = 11.85\text{ KN.m}$

Tableau VIII.9 : Ferrailage du débord à L'ELS.

Mu (KN.m)	μ_b	α	Z (mm)	As (mm ²)
11.85	0.001	0.014	268.44	101.53

•Condition de non fragilité :

$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.60\text{ cm}^2 < 6.16\text{ cm}^2$ Donc la condition est vérifiée

Choix des barres du débord : 4HA12 (As = 4.52cm²).

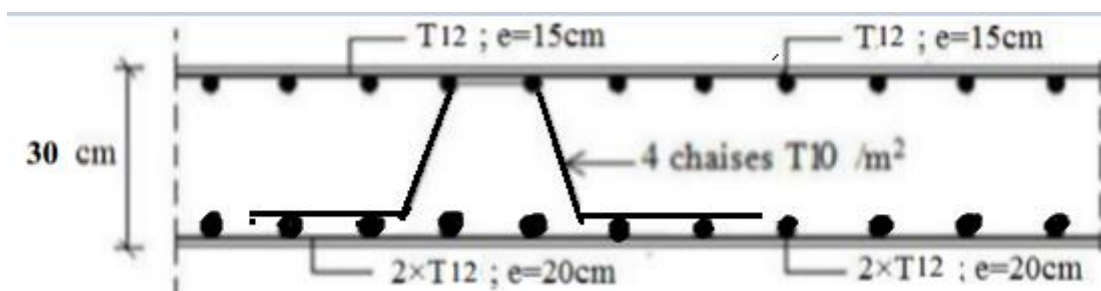


Figure VIII.4: Schéma de ferrailage du radier.

VIII.5.6 Etude de la nervure :

•Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant dans les 2 sens (x-x et y-y).

•Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99[1]**).

$$\text{On a : } M_x = \frac{PL^2}{8} = \frac{65.52 \times 3^2}{8} = 73.71 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_0 = 55.2825 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_t = 0,50M_0 = -36.855 \text{ KN.m}$$

b.2. Calcul des armatures :

- Sens (x-x) :

$$b=110\text{cm} ; h=60\text{cm} ; d=54\text{cm}$$

Tableau VIII.10 : Ferrailage des nervures dans le Sens (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{mm})$	$A_s^{cal}(\text{mm}^2)$	$A_{smin}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	55.28	0.12	0.16	504.87	251.83	3.06	4HA12	4.52
Appuis	-36.85	0,07	0,10	517.79	163.08	3.06	4HA12	4.52

- Sens (Y-Y) :

$$\text{On a : } M_x = \frac{PL^2}{8} = \frac{65.52 \times 4.8^2}{8} = 188.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_0 = 141.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_t = 0,50M_0 = -94.34 \text{ KN.m}$$

$$b=110\text{cm} ; h=60\text{cm} ; d=54\text{cm}$$

Tableau VIII.11: Ferrailage des nervures dans le Sens (y-y).

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(mm)$	$A_s^{cal}(mm^2)$	$A_{smin}(cm^2)$	choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	141.51	0.31	0.479	1074.6	436.53	3.06	6HA12	6.79
Appuis	-94.34	0,20	0,294	1074.38	476.496	3.06	6HA12	6.79

•Vérification des contraintes à l'ELS :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

- Sens (x-x) :

Tableau VIII.12: Vérification des contraintes dans le Sens (x-x).

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)× 10 ³	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	40.00	4.52	20.36	107.67	7.67	15	190.27	201	OK
Appuis	-26.67	4.52	20.36	107.67	5.04	15	190.27	201	OK

- Sens (y-y) :

Tableau VII.13: Vérification des contraintes dans le Sens (y-y).

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)× 10 ³	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	102.42	6.79	28.08	880.25	3.26	15	55.70	201	OK
Appuis	-51.21	6.79	28.08	880.25	1.63	15	27.85	201	OK

•Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28};4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

• Sens (x-x) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{65.5 \times 3}{2} = 98.25 kN$$

$$\tau_u = \frac{98.25 \cdot 10^3}{1100 \times 5400} = 0.165 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \quad \text{Vérifier}$$

• Sens (y-y) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{65.5 \times 4.8}{2} = 157.24 kN$$

$$\tau_u = \frac{157.24 \cdot 10^3}{1100 \times 540} = 0.26 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \quad \text{Vérifier}$$

•Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d;40cm) = 40cm \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right) = 0,40 MPa \end{array} \right.$$

• RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 30cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2,0\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;

On trouve :

$S_t=25\text{cm}$Zone nodale.

$S_t=45\text{cm}$Zone courante.

$$A_t \geq 2,03\text{cm}^2$$

On prend : $6T8=3,02\text{cm}$

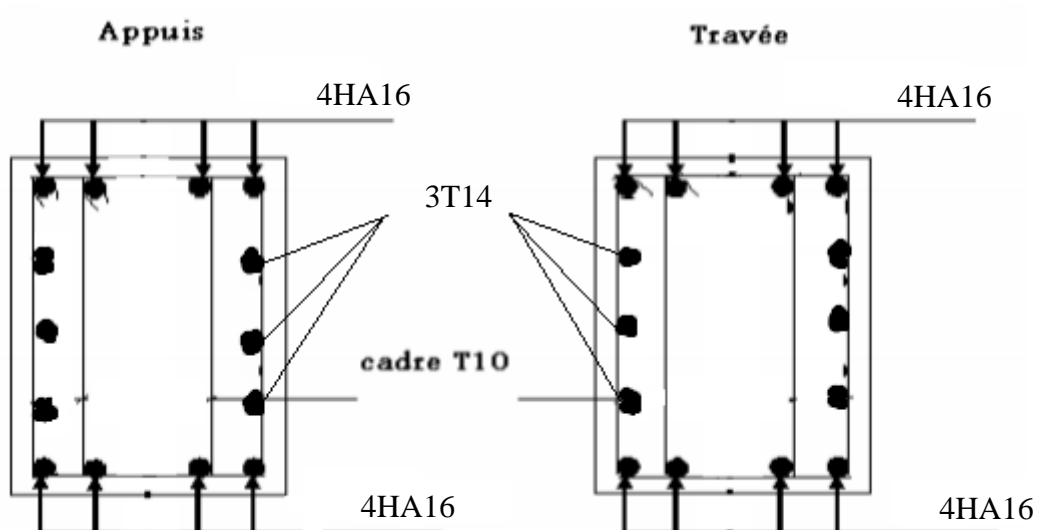


Figure VIII.5: Ferrailage des nervures dans lesens (x-x).

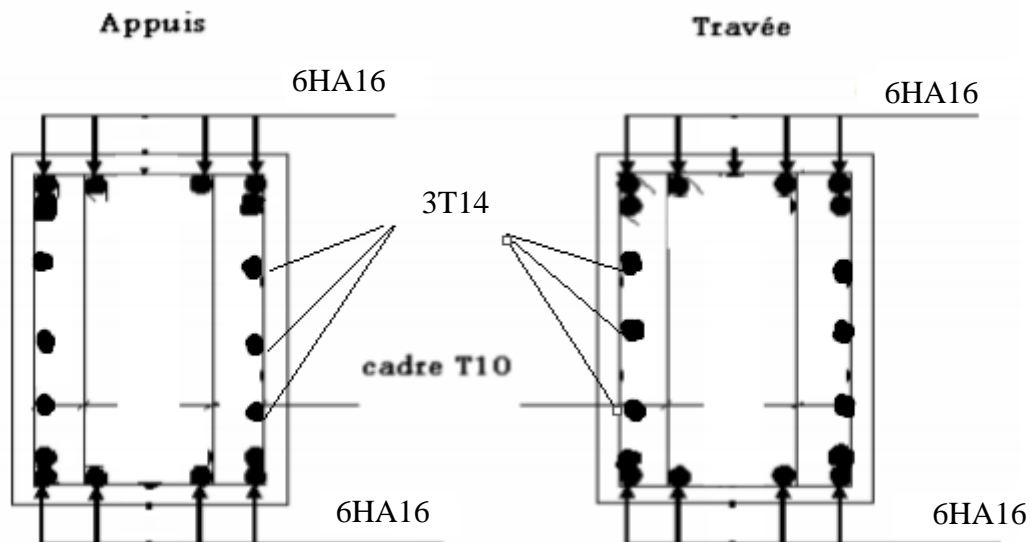


Figure VIII.6: Ferrailage des nervures dans le sens (y-y)

VIII.6 Conclusion :

Ce dernier chapitre consiste à calculer les fondations, les fondations sont destinées à transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure. Dans notre cas, le radier était le type de fondation le plus adéquat considérant les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour les autres types de fondations. Nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel d'analyse des structures « ROBOT », nous sommes parvenus à un certain nombre de constatations également au cours de notre étude.

Cette étude représente la première expérience dans notre profession à apprendre les différentes réglementations à appliquer et à respecter, ainsi que le contact avec les différentes entreprises qui nous a permis de trouver des solutions économiques et rationnelles aux difficultés rencontrées.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser dans son avancement.

Nous avons remarqué et nous sommes convaincus que l'utilisation de l'outil informatique en générale et les logiciels d'analyse des structures « logiciel ROBOT » permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter l'étude technique. La maîtrise de ces outils aujourd'hui est indispensable.

Références bibliographiques

- Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97"(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44).
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.
- Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C 2.2).
- CTICM-CSTB : Plan Europe Eurocodes Assemblages des pieds de poteaux en acier.
- Cours charpente métallique 1, Mr MENNADI. (4ème année).
- Cours charpente métallique 2, Mr SETHI (5ème année).
- Exemple de calcul des assemblages en charpente métallique « CGS ».
- CSiAnlaysia Reference Manual, ROBOT.
- EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-8, Calcul des assemblages.
NF DTU 39 P4 Travaux de vitrerie-miroiterie.